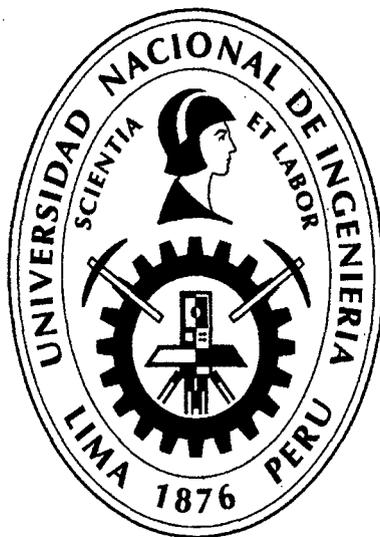


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA VIA FERREA  
DESDE PATIO DE MANIOBRAS HASTA LA  
ESTACION LOS JARDINES – PROYECTO TREN  
ELECTRICO TRAMO 2**

**TESIS**

**Para optar el título profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**HERIKSON NOE SOTO CANTO**

**Lima – Perú**

**2015**

**Digitalizado por:**

**Consortio Digital del  
Conocimiento MebLatam,  
Hemisferio y Dalse**

*Con todo cariño y amor para las personas que hicieron todo en la vida para lograr mis sueños, por motivarme y darme la mano cuando sentía que el camino se terminaba, a ustedes padres queridos por siempre mi agradecimiento. A mi esposa e hija por ser la motivación cada día.*

	Pág.
<b>RESUMEN.....</b>	<b>6</b>
<b>LISTA DE TABLAS.....</b>	<b>7</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>8</b>
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>11</b>
<b>CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES.....</b>	<b>13</b>
1.1 HISTORIA DE LA VÍA FÉRREA.....	13
1.1.1 La era del Vapor .....	14
1.1.2 Electrificación y dieselización .....	15
1.1.3 Material Rodante .....	16
1.2 FICHA DE RESUMEN.....	17
1.2.1 Datos Generales del Proyecto .....	17
1.2.2 Presupuesto de la ejecución de vía férrea.....	17
1.2.3 Plazo de Ejecución de Trabajos de montaje de vía férrea .....	18
1.3. DESCRIPCION DEL PROYECTO .....	18
1.3.1 Ubicación .....	18
1.3.2 Alcance del proyecto .....	19
1.4. VIADUCTO PARA LA VÍA FÉRREA.....	20
1.4.1 Estudio Sísmico probabilístico .....	21
1.4.2 Viaducto con vigas prefabricadas .....	22
1.4.3 Puentes especiales.....	23
1.4.4 Evaluaciones de sitio.....	25
1.4.5 Tráfico .....	25
1.4.6 Clima.....	26
1.4.7 Vegetación.....	26
1.4.8 Suelo .....	26
1.4.9 Topografía.....	27
<b>CAPÍTULO II: CONDICIONES DEL PROYECTO.....</b>	<b>28</b>
2.1 DISEÑO GEOMÉTRICO .....	28
2.1.1 Línea Principal .....	28
2.1.2 Tercera vía.....	29
2.2 PERFIL LONGITUDINAL .....	31

2.3 VERIFICACIÓN DE VELOCIDADES.....	33
2.4 CAMBIAVÍAS.....	35
2.4.1 Cambiavías de tercera Vía.....	36
2.4.2 Ubicación de Cambiavías.....	36
2.5 TRAMOS CON RIEL DE HONGO ENDURECIDO.....	37
2.6 TRAMO EN SISTEMA SONNEVILLE.....	37
2.7 DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS A REALIZAR.....	37
2.7.1 Componentes.....	38
2.8 PATIO DE MANIOBRAS.....	39
2.8.1 Geometría.....	39
2.8.2 Conformación y esquemas del patio de maniobras.....	40
2.8.3 Cambiavías.....	44
2.9 TRAMO EN SISTEMA SONNEVILLE EN PATIO DE MANIOBRAS.....	44
2.9.1 Descripción de los trabajos a ejecutar.....	44
2.9.2 Componentes.....	45
2.10 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA VÍA EN LÍNEA.....	46
2.11 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LAS ESTACIONES.....	46
<b>CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>47</b>
3.1 SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA DE VÍA PERMANENTE.....	47
3.1.1 Rieles.....	47
3.1.2 Manta de lana de roca.....	48
3.1.3 Balasto.....	48
3.1.4 Fijaciones.....	49
3.1.5 Durmiente.....	49
3.1.6 Soldadura de rieles aluminotérmica.....	49
3.1.7 Soldadura de rieles electrofusión.....	50
3.1.8 Parachoques.....	50
3.1.9 Equipos a utilizarse.....	50
3.1.10 Cambiavías.....	52
3.2 MEMORIA DE CÁLCULO DE LA VÍA FÉRREA.....	54
3.2.1 Evaluación estructural del riel 115RE en vías con balasto.....	54
3.2.2 Tensiones Verticales.....	56
3.2.3 Tensiones laterales.....	57
3.2.4 Cálculo para determinar la profundidad mínima de balasto.....	58

3.2.5 Evaluación estructural del riel 115RE en vías de concreto .....	64
3.3 MEMORIA DE CÁLCULO DEL SISTEMA SONNEVILLE .....	67
3.3.1 Cargas.....	67
3.3.2 Carga viva de vehículos .....	67
3.3.3 Caso de carga a .....	68
3.3.4 Caso de carga b .....	68
3.3.5 Detalle de sección del riel.....	68
3.3.6 Espaciamiento del soporte de riel .....	69
3.3.7 Tensión última del riel.....	69
3.3.8 Metodología .....	69
3.3.9 Análisis.....	70
3.3.10 Caso de carga B, espaciamiento 650 mm .....	70
3.3.11 Análisis de salidas .....	71
3.3.12 Máxima tensión.....	71
3.3.13 Deflexión máxima .....	71
3.3.14 Máxima tensión de fatiga.....	72
<b>CAPÍTULO IV: PROCESO CONSTRUCTIVO DE VÍA FÉRREA .....</b>	<b>74</b>
4.1 PROCESO CONSTRUCTIVO DE VÍA FÉRREA PRINCIPAL .....	74
4.1.1 Descripción de actividades.....	74
4.1.2 Topografía .....	75
4.1.3 Colocación de manta de fibra de lana de roca .....	76
4.1.4 Prelastramiento de balasto.....	77
4.1.5 Colocación de durmientes sobre el balasto .....	78
4.1.6 Colocación de durmientes sobre la lana de roca.....	78
4.1.7 Colocación y fijación de rieles sobre durmientes .....	79
4.1.8 Soldadura de electrofusión.....	82
4.1.9 Pre alineamiento de escalera .....	84
4.1.10 Balasto a completar .....	85
4.1.11 Primera capa de balasto – opción 2.....	86
4.1.12 Colocación de balasto bajo durmiente .....	87
4.1.13 Complementación de balasto – opción 2.....	87
4.1.14 Correcciones geométricas con compactación de balasto .....	88
4.1.15 Alivio de tensiones en los rieles largos soldados .....	89
4.1.16 Soldadura aluminotérmica.....	90

4.1.17 Colocación de los cambiavías.....	100
4.1.18 Corrección geometría final .....	100
4.1.19 Acción de contingencia en caso de falla mecánica de un equipo .....	100
4.1.20 Aspectos de calidad y seguridad.....	100
4.2 PROCESO CONSTRUCTIVO SONNEVILLE.....	101
4.2.1 Equipos utilizados.....	101
4.2.2 Descripción de actividades.....	102
4.3 PROCESO CONSTRUCTIVO DE CAMBIAVÍAS .....	108
4.3.1 Instalación del Cambiavía .....	108
4.4 PROCESO CONSTRUCTIVO DE TRANSICIÓN SONNEVILLE BALASTO.....	111
4.4.1 Descripción de actividades.....	111
4.5 PROCESO PARA LA CORRECCION GEOMETRICA FINAL .....	113
4.5.1 Descripción de actividades.....	114
<b>CAPÍTULO V: COMPARACIÓN SISTEMA LVT - BALASTO.....</b>	<b>119</b>
5.1 ELEMENTOS DEL PROYECTO .....	119
5.1.1 Secciones típicas.....	120
5.1.2 Planteamiento del problema.....	123
5.1.3 Ventajas del Sistema Sonneville.....	124
5.2 MEDIDAS DE SEGURIDAD Y CALIDAD DE LA VÍA .....	125
5.2.1 Entrenamiento diario de seguridad (EDS) .....	125
5.2.2 Charlas específicas de SSTMA.....	125
5.2.3 Indicadores .....	126
5.2.4 Instrucciones de seguridad.....	126
5.2.5 Medidas tomadas para un mejor control de calidad .....	127
5.2.6 Control de calidad para la instalación de los rieles.....	127
5.2.7 Control de calidad para la ejecución de las soldaduras en los rieles.....	127
5.2.8 Control de calidad para el balasto.....	127
5.2.9 Control de calidad para los durmientes.....	128
5.3 PLAN DE PRUEBAS EN VÍA FÉRREA .....	129
5.3.1 Descripción de los proceso de aceptación de la vía férrea.....	129
5.3.2 Programa de inspecciones y pruebas.....	130
5.3.3 Documentos aplicables .....	131
5.3.4 Pruebas.....	131

5.3.5 Organización .....	133
5.3.6 Documentación .....	133
5.3.7 documento final de aceptación del sistema .....	134
5.4 PRUEBAS A LOS DURMIENTES .....	135
5.5 CONTROL DE PUNTOS DE LA VÍA FÉRREA .....	136
5.5.1 Alineamiento .....	136
5.5.2 Nivelación .....	136
5.5.3 Trocha y peralte .....	136
5.5.4 GRP Syatem FX .....	136
<b>CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>138</b>
6.1 CONCLUSIONES .....	138
6.2 RECOMENDACIONES .....	140
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>141</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>142</b>

## RESUMEN

El Metro de Lima, es una de las más importantes obras sociales ejecutadas en el país, mejorará la calidad de vida de los habitantes de Lima, cambiará el rostro de la ciudad y estará al mismo nivel de las grandes urbes del mundo, reduciendo el actual caos en el transporte público. Habrá menos contaminación y reducirá en más de dos horas el viaje de los pasajeros, y este tiempo lo podrán emplear para mayor producción, estudios o disfrutar con sus familias.

Una vez concluido el tramo 2, se completará la primera línea del Metro de las ciudades de Lima y Callao, con una longitud de 34 Km. en la dirección Norte-Sur; la cual movilizará diariamente a más de 250 mil pasajeros; iniciando al fin la transformación y modernización del sistema de transporte público en Lima y Callao.

La presente tesis trata sobre una parte muy pequeña de este sistema de metros, la tesis mostrará el proceso constructivo de la vía férrea de 6 Km. de viaducto elevado, específicamente desde la estación Los Jardines hasta el Patio de Maniobras, ambos puntos ubicados dentro del distrito de San Juan de Lurigancho.

La mayor parte del tramo 2 tiene la vía férrea en base a balasto; el uso del sistema de fijación del riel directo, tipo sonneville/LVT, está previsto en tres ubicaciones: Estación San Carlos, entrada al Patio de maniobras y cola de vía, aplicadas directamente sobre la losa del viaducto; en los extremos de cada ubicación serán ejecutadas transiciones entre el sistema sonneville/LVT y la vía con balasto. El sistema sonneville consiste en bloques de concreto armado, cubiertos por cazoletas elásticas. Para realizar el efecto de distribución de la carga, el bloque de concreto se monta sobre una almohadilla elástica con una rigidez especialmente diseñada.

La presente tesis detallará la importancia de las pruebas de inspección y de montaje, ya que tienen por objetivo verificar la adecuada instalación e integridad física de los componentes de la vía férrea. Se espera que el presente trabajo sea de gran aporte para la bibliografía académica de los futuros ingenieros del Perú.

## LISTA DE TABLAS

Tabla N° 1.1: Valores comparativos de los presupuestos.....	18
Tabla N° 1.2: Movimientos Vehiculares .....	26
Tabla N° 2.1: Curvas Horizontales para la vía .....	29
Tabla N° 2.2: Perfil Longitudinal .....	32
Tabla N° 2.3: Verificación de velocidades en curvas coincidentes.....	34
Tabla N° 2.4: Ubicación de cambiavías .....	36
Tabla N° 2.5: Longitud de hongo endurecido para construcción.....	37
Tabla N° 2.6: Longitud de ejes en Patio de Maniobras.....	41
Tabla N° 2.7: Cambiavías en Patio de Maniobras.....	44
Tabla N° 2.8 Parámetros de diseño del Viaducto .....	46
Tabla N° 2.9: Parámetros de diseño de las estaciones.....	46
Tabla N° 3.1: Cambiavías de la vía principal .....	52
Tabla N° 3.2: Ubicación de Cambiavías de la vía principal .....	53
Tabla N° 3.3: Cantidad de durmientes por Km de vía .....	62

## LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1.1: Trazo de ruta del tramo 2 de la línea 1 del metro de lima	19
Figura N° 1.2: Alcance total del proyecto.	20
Figura N° 1.3: Montaje de vigas prefabricadas para Viaducto de vía férrea.	22
Figura N° 1.4: Sistema constructivo de viaducto para vía férrea.	23
Figura N° 1.5: Puente sobre el río Rímac, 240 m.	24
Figura N° 1.6: Puente sobre la vía evitamiento, 274 m.	24
Figura N° 1.7: Tipos de movimientos vehiculares evaluados entre las Av. Próceres de la independencia – Av. El sol.	25
Figura N° 1.8: Vista panorámica de las estaciones Caja de Agua, Pirámides del Sol y parte del viaducto elevado.	27
Figura N° 2.1: Planta Tercera Vía.	30
Figura N° 2.2: Sección Tercera Vía.	30
Figura N° 2.3: Esquema de zonificación de Patio de Maniobras.	40
Figura N° 2.4: Esquema de vías del Patio de Maniobras.	42
Figura N° 2.5: Sección Típica hacia Jr. de la Salud.	43
Figura N° 3.1: Sección transversal de la superestructura de vía.	47
Figura N° 3.2: Perfil del riel 115E.	56
Figura N° 3.3: cabeza del riel desgastada.	57
Figura N° 3.4: Distribución de tensiones en balasto.	60
Figura N° 3.5: Confinamiento del balasto.	60
Figura N° 3.6: Profundidad mínima del balasto.	61
Figura N° 3.7: Espesor del balasto.	62
Figura N° 3.8: Sección del riel 115RE.	68
Figura N° 4.1: Distribución de RockBallast de dimensiones de 1.2m x 1.2m.	76
Figura N° 4.2: Colocación del geotextil de protección.	76
Figura N° 4.3: Pre lanzamiento de Balasto.	77
Figura N° 4.4: Distribución de Balasto.	77
Figura N° 4.5: Traslado y Distribución de Durmientes.	79
Figura N° 4.6: Posición de Eslingas para izado de rieles.	80
Figura N° 4.7: Trabajo de Fijación de rieles.	81
Figura N° 4.8: Ejecución de soldadura electro fusión.	83
Figura N° 4.9: Enfriamiento de la soldadura de electro fusión.	83
Figura N° 4.10: Trabajo de Pre alineamiento.	85

Figura N° 4.11: Descarga de Balasto. ....	86
Figura N° 4.12: Colocación de Balasto. ....	87
Figura N° 4.13: Corrección geométrica y compactación de balasto. ....	88
Figura N° 4.14: Alivio de tensiones en rieles soldados. ....	89
Figura N° 4.15: Soldadura Aluminotermica de Rieles. ....	99
Figura N° 4.16: Soldadura en rieles. ....	100
Figura N° 4.17: Fijación de soportes. ....	104
Figura N° 4.18: Soporte provisional de rieles. ....	104
Figura N° 4.19: Soldadura de rieles y fijación de bloques. ....	105
Figura N° 4.20: Preparación e inicio del vaciado de concreto de 350kg/cm2 en cola de vía. ....	106
Figura N° 4.21: Vaciado de concreto de embutimiento de $F'c= 350 \text{ kg/cm}^2$ ....	106
Figura N° 4.22: Final de vaciado de concreto $F'c= 350 \text{ kg/cm}^2$ . ....	107
Figura N° 4.23: Vista final del Sistema Sonneville. ....	108
Figura N° 4.24: Vista final del Cambiavías instalado. ....	111
Figura N° 4.25: Colocación de 7 durmientes especiales de cuatro puntos de fijación en las transiciones de la estación San Carlos. ....	112
Figura N° 4.26: Colocación de durmientes especiales de cuatro puntos de fijación en cada transición de cola de vía e ingreso a patio de maniobras. ....	112
Figura N° 4.27: Preparación de losa para instalación de rieles adicionales. ....	113
Figura N° 4.28: Transición de sistema sonneville a vía balastada. ....	113
Figura N° 4.29: Colocación de prismas en bordes típicos. ....	115
Figura N° 4.30: Medición de datos. ....	116
Figura N° 4.31: Lectura en pantalla de GRP SYSTEM FX. ....	116
Figura N° 4.32: Corrección geométrica con bateadora. ....	117
Figura N° 4.33: Flujograma del procedimiento de medición y control de puntos de la vía férrea. ....	118
Figura. 5.1: Vista de planta y corte de vía y bloque. ....	120
Figura. 5.2: Secciones típicas del tren.....	121
Figura. 5.3: Datos de Balasto.....	121
Figura. 5.4: Descripción de Durmientes.....	122
Figura. 5.5: Sección de Durmientes.....	122
Figura. 5.6: Tarjeta de Acreditación.....	126
Figura. 5.7: Instalación de rieles en durmientes.....	127

Figura. 5.8: Control de calidad de durmientes. ....	128
Figura. 5.9: Programa de Inspecciones y pruebas. ....	130
Figura. 5.10: Organigrama de vía férrea. ....	133
Figura. 5.11: Ensayo de durmientes. ....	135
Figura. 5.12: GRP System FX.....	137
Figura. 5.13: Distribución del sistema GRP System FX.....	137

## INTRODUCCIÓN

La presente tesis describe el procedimiento constructivo de la vía férrea para el tránsito de los trenes de la Línea 1 desde Bayovar hasta la estación los Jardines, aproximadamente en este tramo se tiene 6 Km de viaducto elevado. En este tramo se considera la vía férrea bajo dos sistemas constructivos que serán mostrados en los siguientes capítulos de la presente tesis, el primero de ellos es el sistema de la vía férrea usando el balasto y el segundo sistema usado es el sonneville. También se describirá los cambiavías que se encuentran en este tramo de 6 km que forman parte de los 12 km del tramo 2 que se inició a construir en el año 2011 y este año 2014 ya entró en funcionamiento para el beneficio de más de un millón de personas.

La vía férrea en el viaducto (o vía principal permanente) y la vía en el Patio de maniobras estará constituida por rieles y durmientes, los mismos que estarán apoyados sobre balasto siguiendo los mismos criterios utilizados en las vías existentes instaladas en los trabajos de la Vía Principal y del Patio Taller Línea 1 – Tramo 1.

El objetivo principal de la tesis es mostrar el procedimiento constructivo de la vía férrea, para impulsar la difusión de este tipo de obras en el país y ayudar a mejorar durante la construcción los plazos contractuales y la productividad.

Otros objetivos de la tesis será detallar el procedimiento adecuado para la construcción de vías férreas, las técnicas de planificación, seguridad y controles de calidad efectuados.

En el primer capítulo de la presente tesis se muestran datos generales de la obra, monto de contratación, plazo de ejecución, ubicación del proyecto, alcance del proyecto, información del sistema de construcción del viaducto elevado, condiciones del sitio, historia de las vías férreas, etc.

En el segundo capítulo se presenta las condiciones del proyecto, como es el caso del diseño geométrico, perfil longitudinal, verificación de velocidades, cambiavías, geometría del Patio de maniobras, características geométricas de la vía, etc.

El Tercer Capítulo muestra el marco teórico de la tesis, brevemente resumido porque la extensión de este capítulo se mostrará en los anexos adjuntos en el CD en formato digital. Este capítulo mostrará la superestructura ferroviaria y sus componentes, los equipos que son usados para este tipo de trabajos, la memoria de cálculo de la vía férrea con balasto, la memoria de cálculo de la vía férrea con el sistema de sonneville, evaluación estructural a los rieles, tensiones laterales y horizontales, espesores de balasto, deflexiones, etc.

El cuarto capítulo presenta el corazón de la tesis; Los dos sistemas constructivos empleados en distintos tramos del viaducto.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones que se desprenden de la presente tesis, esperando sea de gran aporte para la bibliografía de ingeniería civil en el Perú.

## CAPÍTULO I

### GENERALIDADES

#### 1.1 HISTORIA DE LA VÍA FÉRREA

La primera noticia de un sistema de transporte sobre carriles fue una línea de 3 kilómetros que seguía el camino Diolkos, que se utilizaba para transportar botes sobre plataformas a lo largo del istmo de Corinto durante el siglo VI a. C. Las plataformas eran empujadas por esclavos y se guiaban por hendiduras excavadas sobre la piedra. La línea se mantuvo funcionando durante 600 años.

Los ferrocarriles comenzaron a reaparecer en Europa tras la Alta Edad Media. La primera noticia sobre un ferrocarril en Europa en este periodo aparece en una vidriera en la catedral de Friburgo de Brisgovia en torno a 1350. En 1515, el cardenal Matthäus Lang describió un funicular en el castillo de Hohensalzburg (Austria) llamado «Reisszug». La línea utilizaba carriles de madera y se accionaba mediante una cuerda de cáñamo movida por fuerza humana o animal. La línea continúa funcionando actualmente, aunque completamente sustituida por material moderno, siendo una de las líneas más antiguas que aún están en servicio.

A partir de 1550, las líneas de vía estrecha con carriles de madera empezaron a generalizarse en las minas europeas.<sup>6</sup> Durante el siglo XVII los vagones de madera trasladaban el mineral desde el interior de las minas hasta canales donde se trasbordaba la carga al transporte fluvial. La evolución de estos sistemas llevó a la aparición del primer tranvía permanente en 1810, el «Leiper Railroad» en Pensilvania

El primer carril fabricado con hierro estaba formado por un cuerpo de madera recubierto por una chapa, y fue fabricado en 1768. Esto permitió la elaboración de aparatos de vía más complejos. En un principio solo existían lazos de final de línea para invertir las composiciones, pero pronto aparecieron los cambios de agujas. A partir de 1790 se utilizaron los primeros carriles de acero completo en Reino Unido. En 1803, William Jessop inauguró la línea «Surrey Iron Railway» al sur de Londres, siendo el primer ferrocarril público tirado por caballos.

La invención del hierro forjado en 1820 permitió superar los problemas de los primeros carriles de hierro, que eran frágiles y cortos, aumentando su longitud a 15 metros. En 1857 comenzaron a fabricarse carriles de acero definitivamente.

### **1.1.1 La era del Vapor**

El desarrollo del motor de vapor impulsó la idea de crear locomotoras de vapor que pudieran arrastrar trenes por líneas. La primera fue patentada por James Watt en 1769 y revisada en 1782, pero los motores eran demasiado pesados y generaban poca presión como para ser empleados en locomotoras. En 1804, utilizando un motor de alta precisión, Richard Trevithick presentó la primera locomotora capaz de arrastrar un tren en Merthyr Tydfil (Reino Unido). Realizada junto a Andrew Vivian, la prueba tuvo un éxito relativo, ya que la locomotora rompió los frágiles raíles de chapa de hierro.

En 1811, John Blenkinsop diseñó la primera locomotora funcional que se presentó en la línea entre Middleton y Leeds. La locomotora, denominada Salamanca, se construyó en 1812. En 1825, George Stephenson construyó la Locomotion para la línea entre Stockton y Darlington, al noreste de Inglaterra, que fue la primera locomotora de vapor que arrastró trenes de transporte público. En 1829 también construyó la locomotora The Rocket. El éxito de estas locomotoras llevó a Stephenson a crear la primera compañía constructora de locomotoras de vapor que fueron utilizadas en las líneas de Europa y Estados Unidos.

En 1830 se inauguró la primera línea de ferrocarril interurbano, la línea entre Liverpool y Mánchester. La vía utilizada era del mismo tipo que otras anteriores, como la del ferrocarril entre Stockton y Darlington. Su ancho era de 1.435 mm, actualmente conocido como ancho internacional ya que es utilizado por aproximadamente el 60% de los ferrocarriles actuales. El mismo año se inauguró el primer tramo de la línea entre Baltimore y Ohio, la primera en unir líneas individuales en una red.

En los años siguientes, el éxito de las locomotoras de vapor hizo que las líneas de ferrocarril y las locomotoras se extendieran por todo el mundo.

### 1.1.2 Electrificación y dieselización

Las primeras pruebas con trenes eléctricos las inició Rober Davidson en 1838, cuando construyó un carruaje equipado por baterías capaz de alcanzar 6,4 km/h. El primer ferrocarril con suministro eléctrico en la vía fue el tranvía que circulaba en 1883 entre Portrush y Giant's Causeway, al norte de Irlanda, que utilizaba alimentación por un tercer rail. Los cables de alimentación a ferrocarriles se introdujeron en 1888 en tranvías que hasta entonces eran arrastrados por caballos.

La primera línea de ferrocarril convencional electrificada fue la línea Roslag en Suecia. En la década de 1890 algunas grandes ciudades, como Londres, París y México, utilizaron esta nueva técnica para construir líneas de metro urbanas. En ciudades medias, los tranvías se hicieron algo común y fueron el único medio de transporte público durante varias décadas. Todas estas líneas utilizaron corriente continua, y la primera línea que utilizó corriente alterna fue inaugurada en Austria en 1904.

Las locomotoras de vapor necesitan un mantenimiento bastante elevado para funcionar. Tras la Segunda Guerra Mundial, los costes de personal se incrementaron de modo muy importante, lo que hizo que la tracción a vapor se encareciera sobre el resto. Al mismo tiempo, la guerra impulsó el desarrollo de los motores de combustión interna, que hicieron a las locomotoras diésel más baratas y potentes. Esto causó que varias compañías ferroviarias iniciaran programas para convertir todas sus locomotoras para líneas no electrificadas en locomotoras diésel.

Como consecuencia de la producción a gran escala de autovías tras la guerra, el transporte por ferrocarril se hizo menos popular, y el transporte aéreo comenzó a ocupar el mercado de los viajes de muy larga distancia. Muchos tranvías fueron sustituidos por autobuses, mientras que la necesidad de trasbordos hizo poco rentable el traslado de mercancías en distancias medias. Además, sucesos como el Gran escándalo del tranvía de Estados Unidos hicieron que el transporte por ferrocarril se redujera considerablemente.

En 1964, se inauguró en Japón la primera línea de Alta velocidad ferroviaria, llamado Shinkansen, tren bala, para resolver el problema de transporte entre las

pobladas ciudades del país. Con el tiempo, este sistema se extendió por otros países, como Francia, España y Alemania, lo que hizo recuperar al viajero interurbano.

La crisis del petróleo de 1973 cambió la tendencia a la baja de los tranvías. Hizo que los que no se habían desmantelado, continuasen hasta nuestros días, al ser de nuevo más rentables. También la introducción de los contenedores contribuyó a mejorar la rentabilidad del transporte de mercancías.

### **1.1.3 Material Rodante**

El material rodante está constituido por todos los equipos que circulan (ruedan) a lo largo de las vías del ferrocarril. Se dividen en dos grupos: el material de tracción, las locomotoras, y el material o equipos de arrastre, que son todos los que la locomotora arrastra o empuja acoplados a ella, sobre las vías. Al conjunto de equipos rodantes unidos entre sí que arrastra o empuja la locomotora, o están en la vía en espera de serlo, se denomina composición o formación. Al conjunto de la locomotora con la composición se conoce como tren. Según el tipo de servicio que prestan, los trenes se llaman: de carga, de pasajeros, de servicios, de obras o mixtos.

A su vez se puede realizar una división por estos tipos de vehículos entre: locomotoras, coches de viajeros, vagones, automotores y unidades de tren.

## 1.2 FICHA DE RESUMEN

### 1.2.1 Datos Generales del Proyecto

**Obra:** Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao.

**Tramo:** Línea 1, Tramo 2: Av. Grau – San Juan de Lurigancho

**Entidad:** AATE (Autoridad Autónoma del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo)

**Contratista:** CONSORCIO TREN ELÉCTRICO  
Contrato de Ejecución de Obra por Concurso Oferta – Precios Unitarios.  
Licitación Pública LP N° 001-2011-AATE

**Proyectista:** T. Y. LIN International

**Supervisor:** CONSORCIO CESEL S. A. - PÖYRY  
Contrato N° 002-2011-MTC/33  
Concurso Público CP N° 004-2011-AATE

### 1.2.2 Presupuesto de la ejecución de vía férrea

En el tabla N°1.1 se compara el presupuesto aprobado según el Expediente Técnico Definitivo, cuyo monto forma parte del Presupuesto General de la Obra, y el Presupuesto real de construcción.

El porcentaje de incidencia de la vía férrea en el presupuesto total del proyecto es aproximadamente 2%.

Tabla N°1.1: Valores comparativos de los presupuestos

<b>Incidencia de la vía férrea en el presupuesto total de obra</b>	
<b>PRESUPUESTO TOTAL DE LA OBRA</b>	US\$ 900'610,620.14 incluido IGV
<b>PRESUPUESTO VÍA FÉRREA SEGÚN EXPEDIENTE</b>	US\$ 21,431,669.09 incluido IGV

### 1.2.3 Plazo de Ejecución de Trabajos de montaje de vía férrea

Vía Férrea:

Plazo para Ejecución de Trabajos:	270 días Calendario
Fecha de inicio Contractual de Trabajos:	10/08/2013
Fecha de Término Contractual de Trabajos:	06/05/2014

## 1.3 DESCRIPCION DEL PROYECTO

### 1.3.1 Ubicación

Este proyecto se localiza en la Ciudad de Lima, en el Distrito de San Juan de Lurigancho y forma parte del Tramo 2 de la Línea 1 del Metro de Lima que une el Distrito de Cercado de Lima (Av. Grau) con el Distrito de San Juan de Lurigancho (Av. Héroes del Cenepa).

Cabe destacar que la Línea 1 del Tren Eléctrico, está planificada para enlazar el Distrito de Villa El Salvador, que se localiza en la zona sur de Lima, con el Distrito de San Juan de Lurigancho en el noreste de la ciudad capital. Ver Fig. 1.1

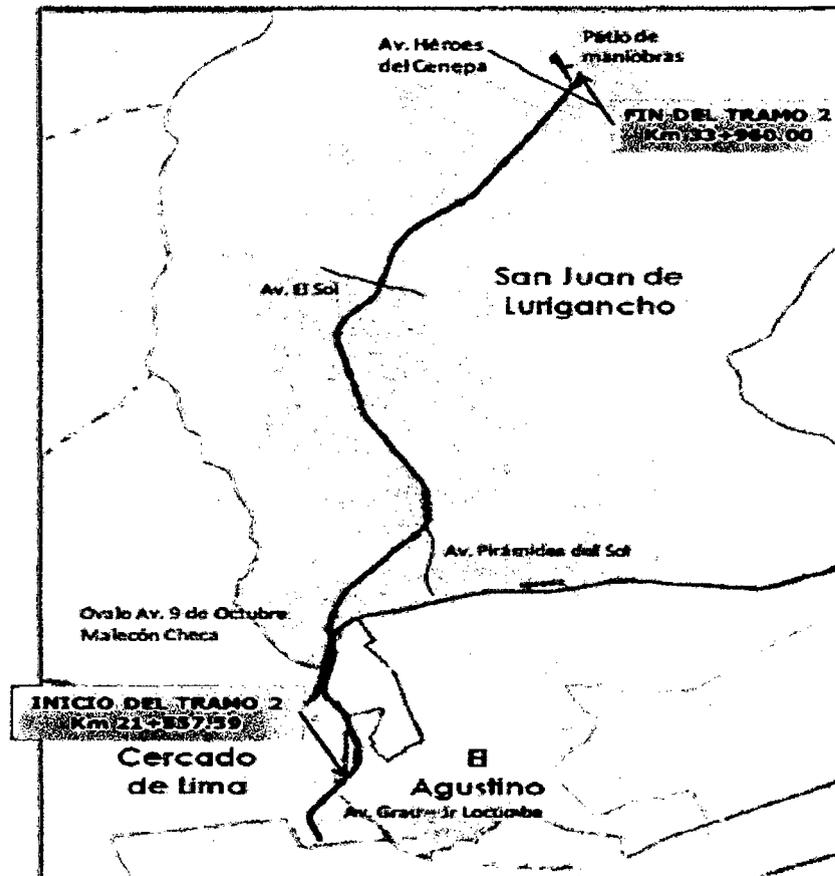


Figura N°1.1: Trazo de ruta del tramo 2 de la línea 1 del metro de lima.

### 1.3.2 Alcance del Proyecto

El proyecto comprende la construcción y equipamiento electromecánico de aproximadamente 12.4 km de Viaducto elevado, incluyendo 2 Puentes y 10 Estaciones de Pasajeros: El Ángel, Presbítero Maestro, Caja de Agua, Pirámides del Sol, Los Jardines, Los Postes, San Carlos, San Martín, Santa Rosa y Bayóvar. Además se prevé la construcción de la Cola de Vía en una longitud de 278.77 mts. Aproximadamente y del Patio de Maniobras en un área de 36, 292.85 m<sup>2</sup> al final de la línea. El proyecto se desarrolla en los distritos de El Agustino (1 estación), Cercado de Lima (1 Estación) y gran parte en San Juan de Lurigancho (8 Estaciones). Ver fig. 1.2 y 1.3.

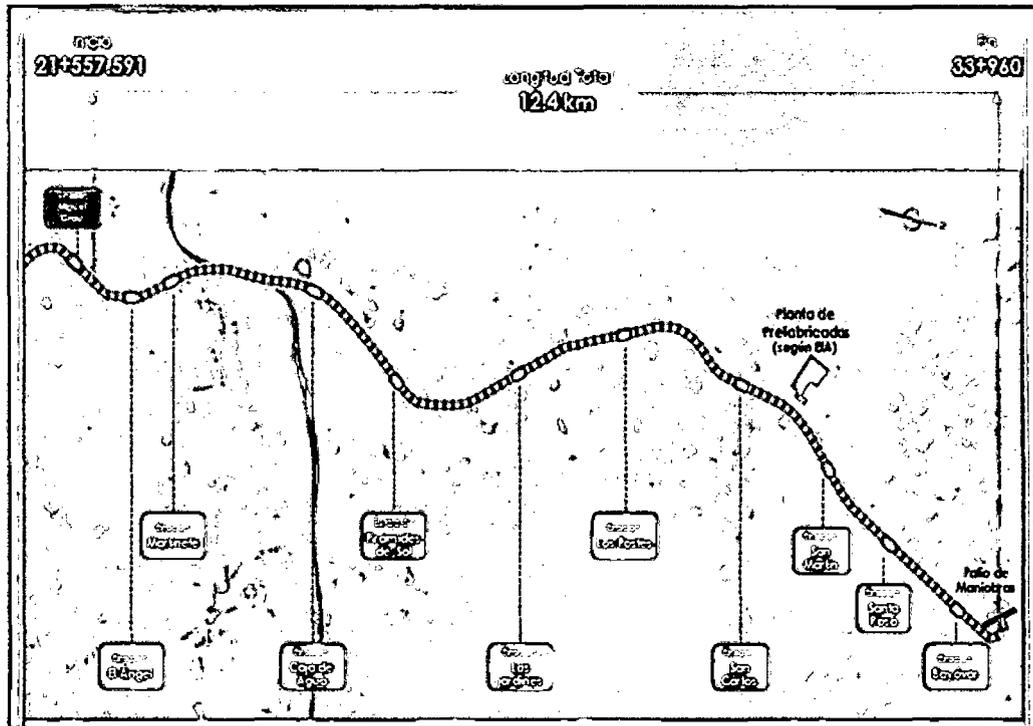


Figura Nº1.2: Alcance total del proyecto

En cuanto a los pilotes, se ejecutaron en el proyecto 686 pilotes, en total 13,772 m de pilotes. Distribuidos en distintas zonas del proyecto; en los tramos O, R, S y Q. (según la necesidad del suelo según perfil geotécnico que se muestra en el anexo C.)

#### 1.4 VIADUCTO PARA LA VÍA FÉRREA

El viaducto construido es un conjunto de vanos entre dos juntas de dilatación consecutivas. El tramo típico consta de 5 vanos. Se considera como unidad básica del diseño estructural pues esta configuración permite alcanzar la hiperestaticidad de la estructura, condición en la cual se obtiene mayor rigidez, estabilidad y resistencia en comparación con estructuras con menor grado de restricciones de movimiento (estructuras isostáticas), generando así un mejor comportamiento sísmico resistente y evaluar de una forma más real y precisa el comportamiento estructural de los elementos que lo conforman.

La modulación del viaducto ha considerado la actual configuración de las calles, manteniendo en lo posible los cruces vehiculares, que permiten el cambio de

dirección; también se ha considerado los intercambios viales futuros, proporcionando una luz que admitan a futuro, realizar obras en la vía de cruce.

El diseño del viaducto ha sido dividido en módulos según las juntas de dilatación. Cada módulo está formado por vanos de luces iguales o luces variables dependiendo de los cruces de calles, intersecciones o configuración de bermas. Tanto los grupos típicos y no típicos consideran vigas pre-fabricadas que servirán de apoyo para las losas de la plataforma.

El vano típico en el Tramo 1 es de 20 m de longitud y en el Tramo 2 es de 25 m de longitud.

La sección Típica consta de un tablero principal de cuatro vigas pre-fabricadas pretensadas y losa de concreto armado vaciada in-situ para soportar el paso del tren, y conectados por vigas diafragmas, las cuales adicionalmente le proveen de resistencia al vuelco, la cual es originada por cargas excéntricas, mediante la colocación de barras post-tensadas en los pilares internos y mediante una viga retenedora en los pilares externos.

Las cargas verticales de la superestructura se transmiten al pilar por medio de apoyos elastoméricos colocados sobre la viga cabezal. Las cargas se transmiten al pilar por medio de las restricciones longitudinales embebidas en la viga cabezal y conectadas al tablero a través de los diafragmas. La transmisión de cargas transversales se realiza por medio de llaves de corte entre el tablero y la viga cabezal.

#### **1.4.1 Estudio Sísmico Probabilístico**

Para los tramos 1 y 2 se han utilizado los criterios establecidos por las Normas AASHTO 2009 “Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design” y Normas complementarias AASHTO 2010.

Para un Sismo de diseño de 1000 años de periodo de retorno la aceleración máxima esperada (PGA) resultó = 0.50g como referencia, aplicando los criterios de diseño establecidos por el “Manual para el diseño de Puentes” del MTC, vigente para la zona del Lima, la aceleración máxima esperada resulta en 0.40g a 0.42g (sismo de diseño para un periodo de retorno de 475 años).

### 1.4.2 Viaducto con Vigas prefabricadas

El proyecto contempla diferentes métodos constructivos que se describen gráficamente a continuación:

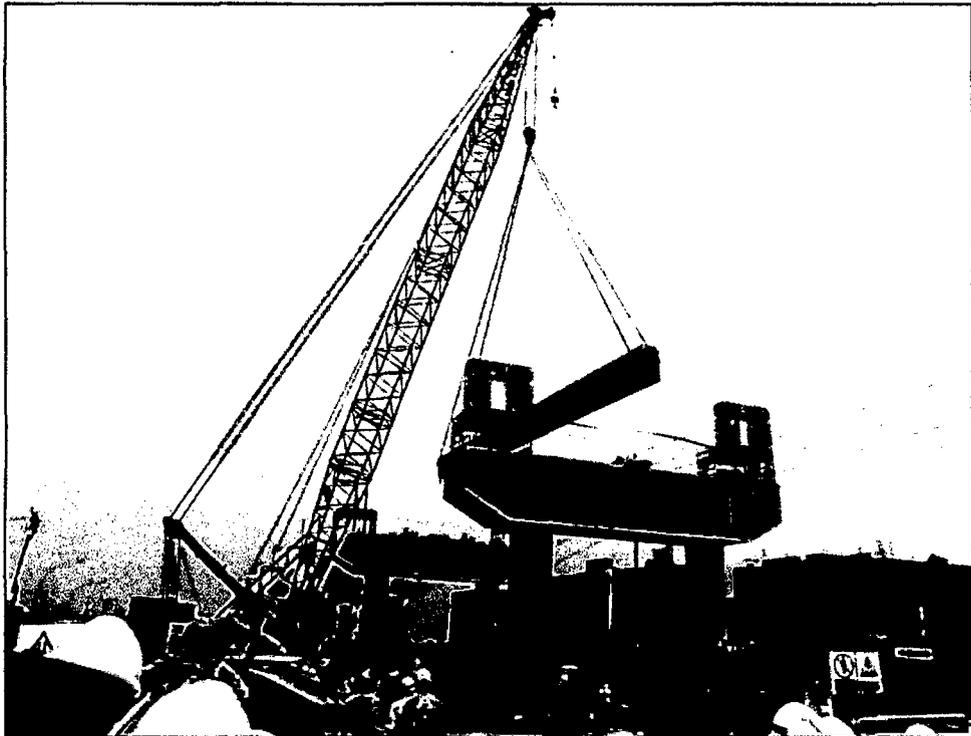
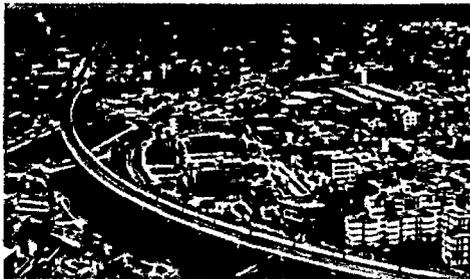


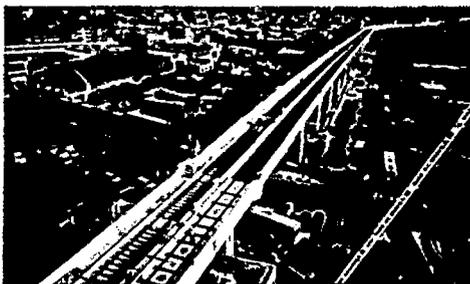
Figura N°1.3: Montaje de vigas prefabricadas para Viaducto de vía férrea

Construcción de Viaducto Elevado con Vigas prefabricadas, estas vigas tienen de 20 a 42 metros de longitud, y pesan hasta 60 toneladas. Las vigas eran producidas en una planta de prefabricados de 47,000 m<sup>2</sup>. En total en el tramo 1 se han producido 1894 vigas y en el tramo 2 se han producido 1914 unidades. Además esta planta no solo produce las vigas pretensadas, también se fabrican las prelosas y bordes típicos. Estas prelosas trabajan como encofrado perdido para la losa principal del viaducto, logrando así un aumento en la productividad y ahorro de tiempo en la construcción del viaducto.

## Sistema constructivo del viaducto típico



Tramo 1  
(Vía El Salvador - Grau)



Tramo 2  
(Grau - San Juan de Lurigancho)

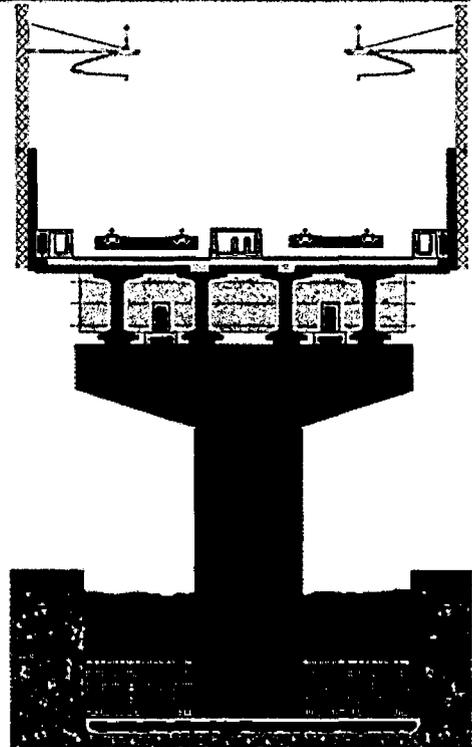


Figura N°1.4: Sistema constructivo de viaducto para vía férrea

### 1.4.3 Puentes especiales

Uno de los sistemas innovadores para el tramo 2 fue en la construcción de puentes sobre el río Rímac de 240 m de longitud y el puente sobre la vía evitamiento de 274 m de longitud. Estos puentes fueron construidos por el sistema de dovelas sucesivas vaciadas in situ.

Este sistema constructivo de dovelas vaciadas "in situ", consiste en ir vaciando el concreto en los encofrados que tienen dentro las armaduras activas o pasivas, hoy en día se tienen sistemas de encofrados que permiten lograr notables reducciones de tiempo de montaje y optimización de los equipos.

Este sistema consiste en una construcción equilibrada, el avance de los carros es hacia ambos lados del pilar. De este modo el tablero del puente se va construyendo a base de segmentos uno a continuación de otro y oscilan entre 3 y 5 metros de longitud.

Para construir estas dovelas se utilizan encofrados móviles que se apoyan en la dovela ya construida, y se va concretando las dovelas sucesivamente sobre los encofrados móviles, de esta manera se va avanzando hacia ambos lados, desde el pilar hacia el centro de cada vano, haciendo la conexión final con una dovela de cierre.

Para empezar con este sistema se debe construir lo que llamaremos dovela de arranque o dovela cero y se ubica encima del pilar, esta dovela debe ser de un tamaño adecuado, dependiendo de las dimensiones del puente para que sea capaz de recibir a los carros de avance (encofrado móvil) que colgarán de ella para construir las dovelas posteriores a cada lado del pilar. El vaciado de concreto tiene que hacerse en paralelo a cada lado del pilar de tal forma de mantener el equilibrio.

A continuación se presentan algunas imágenes del proceso constructivo:



Figura N° 1.5: Puente sobre el río Rímac, 240 m.

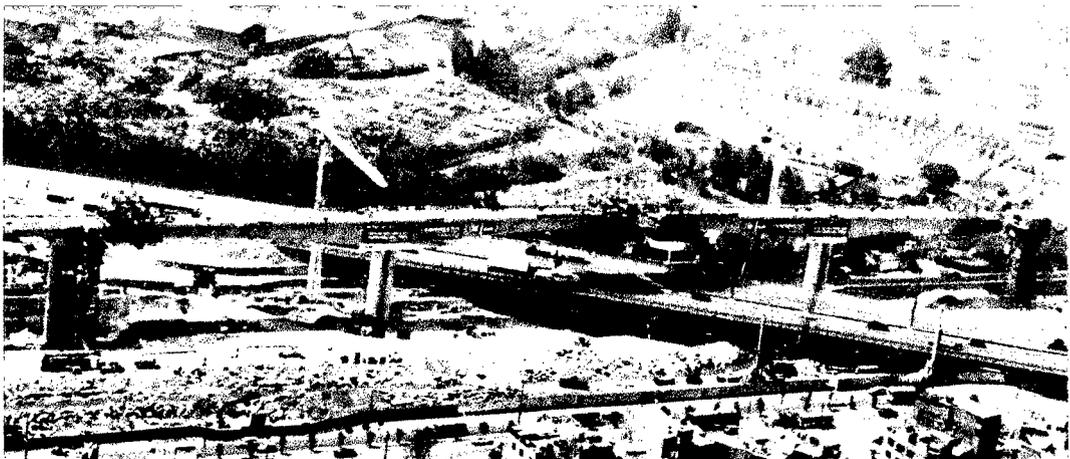


Figura N° 1.6: Puente sobre la vía evitamiento, 274 m.

#### 1.4.4 Evaluaciones de sitio

En los tramos ubicados en San Juan de Lurigancho. Según la Información Geotécnica que se realizó en la zona en estudio, que comprende los sectores B y C. lo cual se puede verificar en la información geotécnica. En este sector se observan diferentes tipos de suelo.

#### 1.4.5 Tráfico

En la intersección de la Av. Próceres de la Independencia con la Av. El Sol (zona en estudio), la Hora Punta en la mañana se da entre las 07:15 a 08:15 y por la tarde es de 18:00 a 19:00Hrs

Los movimientos vehiculares que se generan en la vía durante la hora punta en el área de estudio son como se muestran en la figura 1.7 y en la tabla 1.1 se muestran los resultados.

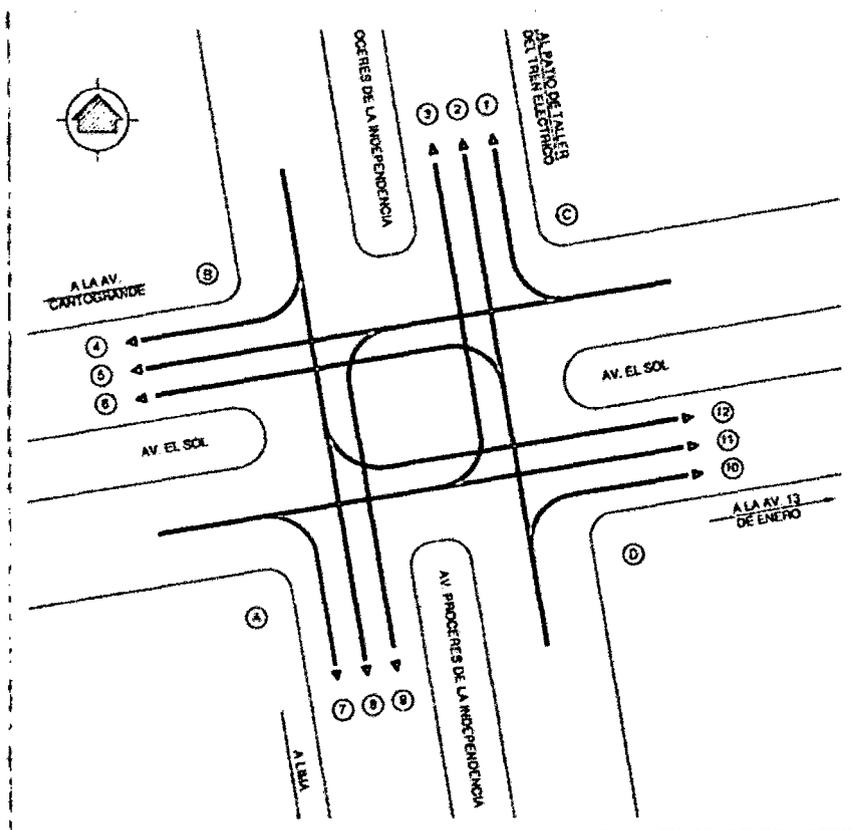


Figura N° 1.7: Tipos de movimientos vehiculares evaluados entre las Av. Próceres de la independencia – Av. El sol (fuente: Expediente Técnico)

Tabla N° 1.2: Movimientos Vehiculares (fuente: Expediente Técnico)

Volúmenes por veh/hora:		09 DE FEBRERO DEL 2011	
Movimiento	8 HORAS	H.P. AM	H.P. PM
1	3,061	409	617
2	6,863	763	1,097
3	410	45	47
4	776	75	104
5	1,488	223	178
6	1,044	166	149
7	292	36	48
8	2,667	393	275
9	448	77	32
10	199	17	40
11	1,573	233	160
12	2,785	499	275
TOTAL	21,606	2,936	3,022

#### 1.4.6 Clima

La temperatura promedio en los meses de verano (a mediados de diciembre a marzo) es de 25 grados centígrados, en el invierno los días son grises, nublados con bastante humedad pero con escasas precipitaciones, la temperatura media oscila entre los 17 y 19 grados centígrados.

#### 1.4.7 Vegetación

La vegetación en la zona es escasa, sólo se tienen jardines en la berma central de la Avenida Próceres de la Independencia que será restituida después de culminada la obra.

#### 1.4.8 Suelo

Las perforaciones diamantinas fueron realizadas hasta los 23 metros, encontrándose material fluvial-aluvial del río Rímac alternando capas de arena pobremente graduada.

Además se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT) de acuerdo a los requerimientos del proyecto y las condiciones del terreno en estudio, se ejecutaron los sondajes por el método del lavado y de rotación con brocas de diamantes. Así mismo se ejecutó ensayos de penetración Cono Peck. Para más detalle geotécnico consultar el anexo A, de la presente tesis.

### 1.4.9 Topografía

La zona presenta una topografía llana de pendientes suaves, encontrándose circundada por laderas de pendiente suaves a moderadas (lomas y cerros del Batolito de la Costa), todo este sector se encuentra urbanizado.



Figura N° 1.8: Vista panorámica de las estaciones Caja de Agua, Pirámides del Sol y parte del viaducto elevado.

## CAPÍTULO II

### CONDICIONES DEL PROYECTO

#### 2.1 DISEÑO GEOMÉTRICO

##### 2.1.1 Línea Principal

El Diseño Geométrico de las Vías Férreas consta de la geometría horizontal y eje vertical elevado de las vías férreas (par e impar), distribuido en 46 láminas entre plantas y perfiles partiendo en la progresiva 21+522 (*Eje de Viaducto*).

Pasando la Av. Bayovar, hay una longitud total de eje central de viaducto de 12,402.409ml., formado por 24 curvas horizontales con sus respectivos cuadros de elementos curvos (Ver Cuadro N° 1). El PI-1 del trazo está proyectado sobre el azimut de las vías férreas existente con un valor de N 37 25' 41.013" E.

En las vías principales (par e impar), las curvas menores de 2000 metros están conectadas a través de espirales de transición. Cabe señalar que el tramo de las vías férreas después de la estación Bayovar Km 133+541.344 (Vía férrea Impar) se considera cola de vía hasta la progresiva Km. 133+950.453 (Vía férrea Impar) y en la progresiva Km. 233+621.950 (Vía férrea Par) (Km 33+625.140 del eje de viaducto) se da inicio al eje de la vía del patio de maniobras. Las curvas presentadas en este trazo son curvas circulares entre dos tangentes donde el criterio de diseño lo requiere. Las curvas N° 124 y 224 (Vías férreas Par e Impar) debido a que se consideran como estacionamiento, no están conectadas con espirales de transición. Estas curvas presentan el radio mínimo permisible en el estacionamiento del Patio de Maniobras (75m). De esta manera, se minimiza el impacto del trazado geométrico sobre la Av. Próceres de la Independencia. El criterio utilizado para el cálculo de espirales es según la norma AREMA para confort considerando el gradiente de transición de 3mm/m (máximo) según la Norma Nacional. La tabla a continuación presenta las curvas horizontales para ambas vías principales, par e impar:

Tabla 2.1: Curvas Horizontales para la vía

PI	Sentido	Espiral Entrada (m)	Radio Curva Circular (m)	Espiral Salida (m)	PI	Sentido	Espiral Entrada (m)	Radio Curva Circular (m)	Espiral Salida (m)
<b>Via férrea Par (Izquierda)</b>					<b>Via férrea Impar (Derecha)</b>				
1	Der.	40.032	1201.900	40.032	1	Der.	39.968	1198.100	39.968
2	Izq.	59.777	253.100	59.777	2	Izq.	60.223	256.900	60.223
3	Izq.	29.905	298.100	29.905	3	Izq.	30.095	301.900	30.095
3A	Izq.	-	2500.000	-	3A	Der.	-	2500.000	-
3B	Der.	-	5500.000	-	3B	Izq.	-	5500.000	-
4	Izq.	43.784	257.450	43.784	4	Izq.	44.216	262.500	44.216
5	Der.	55.201	261.900	55.201	5	Der.	54.799	258.100	54.799
6	Izq.	74.822	398.100	74.822	6	Izq.	75.178	401.900	75.178
7	Der.	70.221	301.900	70.221	7	Der.	69.779	298.100	69.779
8	Der.	35.041	806.900	35.041	8	Der.	34.959	803.100	34.959
9	Der.	60.127	451.900	60.127	9	Der.	59.873	448.100	59.873
10	Der.	40.054	701.900	40.054	10	Der.	39.946	698.100	39.946
11	Izq.	39.891	348.100	39.891	11	Izq.	40.109	351.900	40.109
12	Izq.	44.832	253.100	44.832	12	Izq.	45.168	256.900	45.168
13	Izq.	69.834	398.100	69.834	13	Izq.	70.166	401.900	70.166
14	Der.	50.079	601.900	50.079	14	Der.	49.921	598.100	49.921
15	Izq.	-	2998.100	-	15	Izq.	-	3001.900	-
16	Der.	100.190	501.900	100.190	16	Der.	99.810	498.100	99.810
17	Izq.	64.807	318.100	64.807	17	Izq.	65.193	321.900	65.193
18	Der.	40.048	801.900	40.048	18	Der.	39.953	798.100	39.953
19	Der.	50.079	601.900	50.079	19	Der.	49.921	598.100	49.921
20	Der.	65.154	401.900	65.154	20	Der.	64.846	398.100	64.846
21	Izq.	39.946	698.100	39.946	21	Izq.	40.054	701.900	40.054
22	Izq.	-	5998.100	-	22	Izq.	-	6001.900	-
23	Izq.	-	5998.100	-	23	Izq.	-	6001.900	-
24	Izq.	-	75.000	-	23A	Der.	-	3500.000	-
					23B	Izq.	-	3500.000	-
					24	Izq.	-	79.500	-

Fuente: Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico

### 2.1.2 Tercera Vía

La Tercera vía tiene ingreso por medio de 2 crossovers 1:8 en la progresiva 126+349.710 y la progresiva 126+737.321 de la vía impar. El largo útil es de 286.41m con capacidad de albergue de 2 trenes. Esta se encuentra en curva de radio de 405.700-m y un peralte práctico de 0 mm. Los crossovers se encuentran en tangente. Ver Figura 2.1. La pendiente es de 0.073% y se ha provisto de parachoques en ambos extremos. Los parachoques se encuentran a 12-m del final de la vía proporcionando un medida de seguridad en caso de que un tren se desplace inadvertidamente. La velocidad máxima de maniobras para la tercera vía es 15 kph.

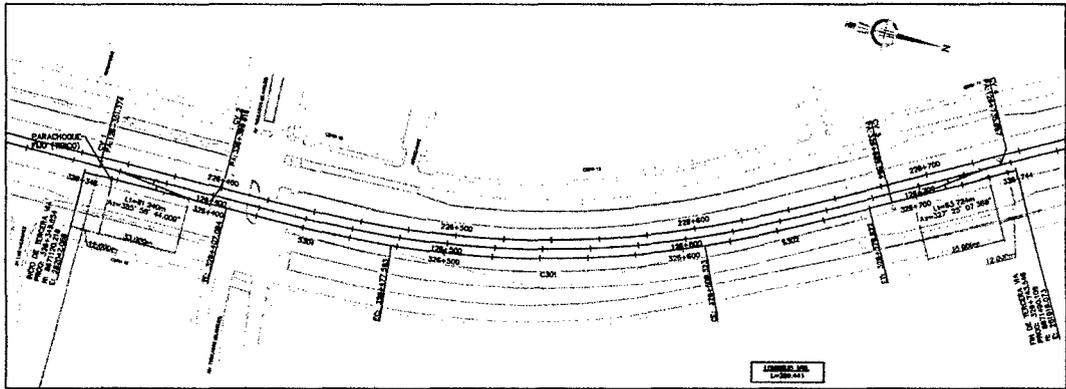


Figura N° 2.1: Planta Tercera Vía

El eje de la tercera vía se encuentra a 3.80 m. del eje de vía del lado derecho (impar) y a 5.70 m. del eje central del viaducto, hacia el lado derecho en dirección de la Estación Grau a Estación Bayóvar. Ver Figura N 2.2.

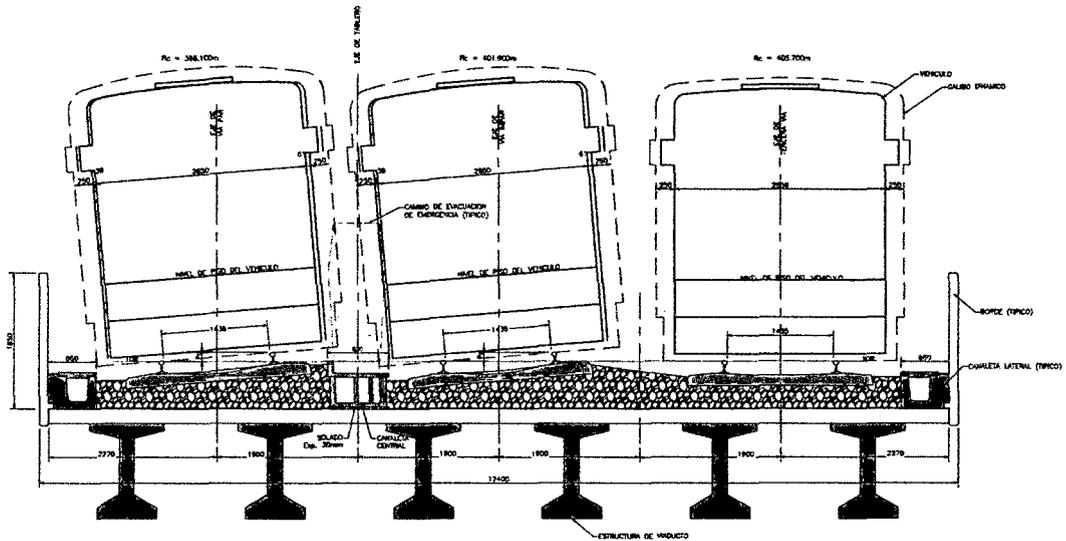


Figura N° 2.2: Sección Tercera Vía

## 2.2 PERFIL LONGITUDINAL

El perfil longitudinal de las vías férreas (par e impar) varía de 0.000% a 3.500% como máximo. Este ha sido mejorado del Anteproyecto en el Tramo O para cumplir con el galibo mínimo de 5.500m sobre la Vía Parque Rímac (Viaducto 9). El total de los PIV es de 22 (Ver tabla N° 2.2).

AREMA sugiere que las curvas verticales y las horizontales no coincidan en el tramo. No obstante debido a las condiciones topográficas existentes eliminar esta condición en su totalidad no es posible sin incurrir altos costos debido a que se necesitaría implementar un viaducto más elevado que el presentado.

Para mitigar esta condición, se han eliminado PIV presentados en el Anteproyecto. En los casos donde no se puede eliminar la coincidencia de curvas verticales y horizontales, se relocalizaron los PIV dentro de la curva circular evitando así que la curva vertical coincida con las espirales de transición en lo más posible. De los 27 PIV del Anteproyecto, 6 fueron eliminados y 10 fueron relocalizados. Esto contribuye a un perfil más optimizado y pendientes más bajas, lo cual representa una considerable mejora para la operación del tren eléctrico.

Tabla 2.2: Perfil Longitudinal

PIV	PendienteEntrada	Prog.	PendienteSalida	Cota de PIV (m)	Largo Curva (m)	K
<b>Vía férrea Par (Izquierda)</b>						
1I	0.000%	221+602.954	1.385%	189.305	125.043	90.284
2I	1.385%	222+006.828	0.500%	194.899	59.959	67.740
3I	0.500%	222+570.041	-0.505%	197.714	35.000	34.840
4I	-0.505%	222+670.890	-0.500%	197.205	35.000	7215.0
5I	-0.500%	223+022.986	2.008%	195.445	100.908	40.243
6I	2.008%	223+399.311	0.000%	203.000	90.000	44.830
6A I	0.000%	224+038.374	-1.795%	203.000	54.342	30.268
6B I	-1.795%	224+205.471	0.000%	200.000	54.000	30.077
7I	0.000%	224+840.168	1.865%	200.000	80.007	42.892
8I	1.865%	225+385.168	3.022%	210.166	79.914	69.098
9I	3.022%	225+663.989	0.500%	218.592	124.567	49.399
10I	0.500%	226+017.875	0.073%	220.362	59.553	139.401
11I	0.073%	228+134.240	0.881%	221.907	59.936	74.190
12I	0.881%	228+336.795	0.500%	223.691	59.944	157.507
13I	0.500%	228+678.204	0.924%	225.399	59.996	141.469
14I	0.924%	229+589.350	0.500%	233.822	59.996	141.367
15I	0.500%	230+154.950	1.570%	236.650	60.000	56.080
16I	1.570%	231+221.201	0.500%	253.075	40.000	37.387
17I	0.500%	231+486.201	3.381%	254.500	90.000	31.235
18I	3.381%	232+218.603	0.500%	279.265	90.000	31.235
19I	0.500%	232+492.103	3.500%	280.633	91.000	30.331
20I	3.500%	233+362.048	0.500%	311.083	90.000	29.999
21I	0.500%	233+725.084	0.150%	312.898	32.000	91.473
<b>Vía férrea Impar (Derecha)</b>						
1D	0.000%	121+602.879	1.373%	189.305	124.836	90.924
2D	1.373%	122+010.169	0.500%	194.897	59.921	68.627
3D	0.500%	122+573.746	-0.494%	197.714	35.000	35.213
4D	-0.494%	122+670.890	-0.500%	197.234	35.000	5598.47
5D	-0.500%	123+027.031	2.020%	195.452	99.093	39.317
6D	2.020%	123+400.694	0.000%	203.000	90.000	44.554
6A D	0.000%	124+040.517	-1.804%	203.000	54.117	30.000
6B D	-1.804%	124+206.824	0.000%	200.000	54.117	30.000
7D	0.000%	124+839.832	1.865%	200.000	80.000	42.886
8D	1.865%	125+384.832	3.006%	210.166	80.092	70.224
9D	3.006%	125+665.350	0.500%	218.599	125.439	50.057
10D	0.500%	126+017.881	0.073%	220.361	60.474	141.551
11D	0.073%	128+137.760	0.882%	221.904	60.173	74.327
12D	0.882%	128+340.387	0.500%	223.692	60.306	157.726
13D	0.500%	128+681.796	0.927%	225.399	59.967	140.359
14D	0.927%	129+589.654	0.500%	233.817	59.924	140.265
15D	0.500%	130+155.231	1.573%	236.645	60.027	55.970
16D	1.573%	131+200.059	0.500%	253.075	40.018	37.313
17D	0.500%	131+485.059	3.376%	254.500	90.000	31.295
18D	3.376%	132+218.657	0.500%	279.265	90.000	31.295
19D	0.500%	132+492.157	3.500%	280.632	91.000	30.336
20D	3.500%	133+362.201	0.500%	311.082	90.000	30.003
21D	0.500%	133+725.248	0.147%	312.898	31.885	90.309

Fuente: Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico

## 2.3 VERIFICACIÓN DE VELOCIDADES

Vale aclarar que aunque no se pudo evitar la coincidencia de curvas horizontales y verticales en 8 de los casos (ver tabla 2.3), debidas a las restricciones presentadas anteriormente, la presencia de esta condición no es un caso aislado a este proyecto. Este caso se presenta en numerosos sistemas de transporte masivo tipo Metro en el mundo, como es el caso en países como Singapur, Venezuela, Estados Unidos, etc., donde existen hoy en día trenes operando en esta condición. Se ha utilizado los criterios de diseño establecidos en C.A. Metro de Caracas, para evaluar el impacto de la coincidencia de curvas horizontales y verticales con respecto a la velocidad civil usando la siguiente formula;

$$\frac{U}{U_i} + \left( \frac{A_g * V^2}{C - M_s * E_s} \right) \leq 1$$

U = Peralte Incompensado, mm

Es = Peralte real, mm

Ui = Peralte Incompensado máximo admisible, 75mm

Ms = Coeficiente de Confort;

Ag = razón de cambio de pendiente, %/m

Curvas convexas, 0

V = velocidad de diseño, Km/h

Curvas cóncavas, 0,44

C = Coeficiente de Confort;

Curvas Convexas (deseable), 220

Curvas Convexas (máximo), 320

Curvas Cóncavas (máximo), 630

Dentro de las 8 instancias donde curvas verticales y horizontales coinciden, solamente en 5 casos esta coincidencia resulta en velocidades menores a la velocidad de diseño de 80 Km/h (Ver tabla N° 2.3). También cabe indicar que la reducción de velocidad en estas 5 coincidencias ocurre al entrar y/o salir de estaciones donde la velocidad máxima según las bases de licitación es de 60 Km/h. Basado en la información expuesta aquí se determina que la geometría propuesta cumple con las bases de licitación y no presenta limitaciones a la efectiva y segura operación del Tren Eléctrico.

En la coincidencia de la Curva 1 con la el PIV-1, se aumenta el largo de curva vertical con el fin de proveer un rodaje más negociable.

El final de la curva vertical del PIV-09 se mejora reduciendo el largo de curva con el fin de terminarlo antes de comenzar la espiral de transición de salida.

Tabla 2.3: Verificación de velocidades en curvas coincidentes

Curva Vert. No. (PIV)	Curva Horz. No. (PI)	Velocidad (Km/h)	Peralte Incompensado		Peralte Real (mm)	Coeficiente de Confort	Curvatura Horizontal y Vertical Combinadas	Curvatura Horizontal y Vertical Combinadas	Comentario
			$U(mm)$ J	$U'$ (mm)					
		V			Es	C	$(U/U') + (Ag \cdot V^2 / (C \cdot Ms \cdot Es))$	< 1.0	
<b>Vía férrea Par (Izquierda)</b>									
1I	C201	80	23	75	40	630	0.40	ok	Sin reducción al velocidad de diseño
4I	C204	60	56	75	110	630	0.93	ok	
5I	C205	60	43	75	120	630	0.87	ok	Saliendo Est. Martinete
6A I	C207	65	46	75	120	630	0.95	ok	
9I	C211	65	48	75	95	320	0.92	ok	Entrando Est. Pirámides del Sol
10I	C212	60	54	75	115	320	0.97	ok	Saliendo Est. Pirámides del Sol
11I	C215	80	11	75	15	630	0.32	ok	Sin reducción al velocidad de diseño
<b>Vía férrea Impar (Derecha)</b>									
1D	C101	80	24	75	40	630	0.41	ok	Sin reducción al velocidad de diseño
4D	C104	60	53	75	110	630	0.88	ok	
5D	C105	60	46	75	120	630	0.93	ok	Saliendo Est. Martinete
6A D	C107	65	48	75	120	630	0.98	ok	
9D	C111	65	48	75	95	320	0.92	ok	Entrando Est. Pirámides del Sol
10D	C112	60	51	75	115	320	0.92	ok	Saliendo Est. Pirámides del Sol
11D	C115	80	11	75	15	630	0.32	ok	Sin reducción al velocidad de diseño

Fuente: Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico

## 2.4 CAMBIAVÍAS

Los cambiavías y crossovers son los sistemas colocados en la vía férrea para facilitar en forma manual o automática el paso de material rodante de una vía férrea a otra. Estos sistemas están distribuidos a lo largo de la vía férrea con el propósito de facilitar las operaciones pertinentes al uso comercial de un transporte masivo de pasajeros. Los cambiavías son los elementos que nos facilitan salirnos de la vía principal formando un eje alterno. El crossover es el elemento que nos facilita cambiar de vía, de un lado al otro. Cabe mencionar que la ubicación definitiva de los cambiavías y crossover se determinó luego de hacer la simulación de la Marcha Tipo.

En la vía permanente de nuestro proyecto tenemos 4 crossover en la vía principal y 2 en la tercera vía, resultando un total de 6 crossover. Se tienen 2 crossover del tipo 1:10 en la vía principal uno antes de la Estación Los Jardines y el segundo pasando esta misma estación. Ambos para facilitar a las operaciones necesarias, propiamente operativas y o comerciales, tanto para la estación como para la tercera vía facilitando el ingreso o el acomodo de los trenes desde la vía izquierda.

De manera similar, se tiene 2 crossovers casi al final del Tramo 2, uno del tipo 1:10 antes de la estación Bayóvar y otro del tipo 1:8 después de esta. Con estos crossover se ha logrado optimizar los desplazamientos de los trenes en las diferentes operaciones que tengan, para la estación, ingreso a Patio Maniobra y a la Cola de Vía permitiendo operaciones y cambios de andenes en la estación Bayóvar.

Del mismo modo se tiene un cambiavía en la cola de vía y 8 interiores en el patio de maniobras, para un total de 9 cambiavías. La ubicación del crossover 1:8 después de la estación Bayovar fue ajustada para asegurar la distancia adecuada entre este crossover 1:8 y el cambiavía 1:8 que permite el acceso hacia el Patio de Maniobras. En el Anteproyecto se consideró ubicar dos crossover pasando la estación Bayovar, uno inmediatamente después de la estación y el otro después del ingreso al patio de maniobras, esta ubicación no

permite cambios antes de la estación Bayovar, por lo que esto se ha modificado en el proyecto.

### 2.4.1 Cambiavías de Tercera Vía

Se tienen 2 cambiavías del tipo 1:8 en la tercera vía, estos cambiavías nacen desde la vía del lado derecho de la vía férrea. Estos cambiavías facilitan el ingreso y la salida de los trenes a la tercera vía. A su vez la tercera vía ha sido diseñada para poder albergar 2 trenes estacionados.

### 2.4.2 Ubicación de cambiavías

Los cambiavías de vía principal y tercera vía han sido diseñados conforme la norma UIC, en las siguientes ubicaciones:

Tabla 2.4: Ubicación de cambiavías

Lugar de Referencia	CV	Progresiva		Tipo
		Inicio	Fin	
3° Vía	CV1	Inicio	126+349.710	Crossover 1:8 parariel 115RE
		Fin	126+374.740	
	CV2	Inicio	326+401.480	Crossover 1:8 para riel 115RE
		Fin	326+376.450	
	CV3	Inicio	326+687.920	Crossover 1:8 para riel 115RE
		Fin	326+712.950	
	CV4	Inicio	126+737.321	Crossover 1:8 para riel 115RE
		Fin	126+712.291	
Inmediaciones Estación Los Jardines	CV5	Inicio	127+061.268	Crossover 1:10 para riel 115RE
		Fin	127+090.668	
	CV6	Inicio	227+116.679	Crossover 1:10 para riel 115RE
		Fin	227+087.259	
	CV7	Inicio	227+298.389	Crossover 1:10 para riel 115RE
		Fin	227+327.809	
	CV8	Inicio	127+363.086	Crossover 1:10 para riel 115RE
		Fin	127+333.666	
Inmediaciones Estación Bayovar	CV9	Inicio	233+243.125	Crossover 1:10 para riel 115RE
		Fin	233+272.545	
	CV10	Inicio	133+303.415	Crossover 1:10 para riel 115RE
		Fin	133+273.995	
	CV11	Inicio	133+564.680	Crossover 1:8 para riel 115RE
		Fin	133+589.710	
	CV12	Inicio	233+615.976	Crossover 1:8 para riel 115RE
		Fin	233+590.946	

Fuente: Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico

## 2.5 TRAMOS CON RIEL DE HONGO ENDURECIDO

Hongo endurecido serán previstos en las vías principales (en ambos rieles de la vía) con curvas horizontales iguales o menores a 300 metros de radio y en lugares donde coinciden curvas horizontales y verticales. Basado en lo anterior, se proveen hongo endurecido en las siguientes curvas horizontales:

Tabla 2.5: Longitud de hongo endurecido para construcción

Pi	Sentido	Radio Curva Circular (m)	Longitud de Riel (m)	Pi	Sentido	Radio Curva Circular (m)	Longitud de Riel (m)
<i>Vía férrea Par (Izquierda)</i>				<i>Vía férrea Impar (Derecha)</i>			
2	Izq.	253.100	270.000 (221+677.461 – 221+947.461)	2	Izq.	256.900	270.000 (121+678.534 – 121+948.534)
3	Izq.	298.100	180.000 (222+045.428 – 222+225.428)	3	Izq.	301.900	180.000 (122+048.449 – 122+228.449)
4	Izq.	257.450	180.000 (222+580.944 – 222+760.944)	4	Izq.	262.500	189.000 (122+581.145 – 122+770.145)
5	Der.	261.900	342.000 (222+888.839 – 223+230.839)	5	Der.	258.100	342.000 (122+893.631 – 123+235.631)
7	Der.	301.900	234.000 (223+921.374 – 224+155.374)	7	Der.	298.100	234.000 (123+923.517 – 124+157.517)
12	Izq.	253.100	261.000 (225+878.630 – 226+139.630)	12	Izq.	256.900	270.000 (125+876.523 – 126+146.523)
<b>Total</b>			<b>1487.000</b>	<b>Total</b>			<b>1485.000</b>
<b>Total de Hongo Endurecido</b>			<b>2952.000</b>				

Fuente: Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico

## 2.6 TRAMO EN SISTEMA SONNEVILLE

El uso sistema de fijación del riel directo, tipo Sonneville/LVT en la vía principal está previsto en 2 ubicaciones:

- Estación San Carlos: entre las progresivas 29+853.591 y 30+017.591
- Cola de vía entre: las progresivas de inicio 233+668.107 vía izquierda y 133+668.343 vía derecha hasta las progresivas del final 233+948.451 vía izquierda y 133+948.618 vía derecha.

## 2.7 DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS A REALIZAR

El sistema Sonneville se aplicará en las dos ubicaciones anteriormente mencionadas, directamente sobre las losas del viaducto en sección cajón, así

como en los viaductos en vigas pre moldeadas, como en secciones a nivel del trazado.

En las extremidades de cada ubicación, serán ejecutadas transiciones entre el Sistema Sonneville/LVT y la vía con balasto. Sonneville International Corporation, en coordinación con el cliente y de acuerdo a los reglamentos específicos de Perú, indicará los ajustes necesarios para las zonas de transición. Estas transiciones serán ejecutadas para garantizar una variación gradual de la rigidez de la vía, es crucial actuar sobre los elementos de la superestructura, en particular sobre los elásticos como las placas de asiento.

En los planos de código CTEL-TYL-GEN-VFE-DWG-82557 al 82563 se presentan detalles del sistema al igual que la ubicación en planta de cada uno de los tres sectores donde se colocara este sistema.

El detalle del proceso constructivo de las transiciones y del sistema sonneville/LVT se explicará en el capítulo 4 de la presente tesis.

### **2.7.1 Componentes**

El sistema Sonneville/LVT consiste en bloques de hormigón armado, cubiertos por cazoletas elásticas. Para realizar el efecto de distribución de la carga, el bloque de hormigón se monta sobre una almohadilla elástica, con una rigidez especialmente diseñada. El sistema adoptado será el Sonneville/LVT Standard. Es formado básicamente por los siguientes componentes:

- Soportes de concreto armado (bloques de concreto), dimensionados para soportar las cargas estáticas y dinámicas transmitidas por las ruedas de los vehículos ferroviarios;
- Almohadilla elástica a ser aplicada entre el riel y el bloque de concreto;
- Cazoleta de caucho que reviste la mitad inferior de los bloques, impidiendo el contacto directo con el concreto de envolvimiento;
- Almohadilla elástica micro celular ubicada en el interior de la cazoleta;
- Fijaciones con poder de retención vertical y longitudinal tipo Pandrol;

- Concreto de embutimiento: Después de la correcta colocación de los rieles y bloques, se hará un vaciado envolviendo el sistema de fijación en posición definitiva con concreto  $f_c=35$  MPa.

## 2.8 PATIO DE MANIOBRAS

El Patio de Maniobras que cumple la función de estacionamiento de los trenes, conformado por un sistema de vías férreas, instalaciones y edificaciones de usos diversos de acuerdo a las necesidades y reglamentación vigente.

### 2.8.1 Geometría

El Patio de Maniobras se ubica entre la intersección de la Av. Próceres de la Independencia y la Av. Héroes del Cenepa Oeste (antes Av. Bayóvar), en el distrito de San Juan de Lurigancho ocupando un área total aproximada de 36,292.85m<sup>2</sup>, con el ingreso principal por la Av. Próceres de la Independencia y una salida de emergencia por el Jr. De La Salud.

La arquitectura general del patio de maniobras se ha planteado de acuerdo a los desniveles existentes del terreno, incorporando el acceso del viaducto elevado propuesto y accesibilidad vehicular y peatonal adecuada; cumpliendo además con toda la reglamentación establecida en el D.S. N° 039-2010-MTC (Decreto Supremo que aprueba el Reglamento Nacional del Sistema Eléctrico de Transporte de Pasajeros en vía férreas que formen parte del Sistema Ferroviario Nacional), el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y otros parámetros de diseño establecidos en las normas afines.

Debido a la Geometría irregular del terreno del patio de maniobras, la distribución de las edificaciones propuestas y la forma operativa de las instalaciones que lo conforman, se ha dividido al patio en 2 zonas, dejando además un área libre a disposición de AATE de aproximadamente 3918.00m<sup>2</sup>.

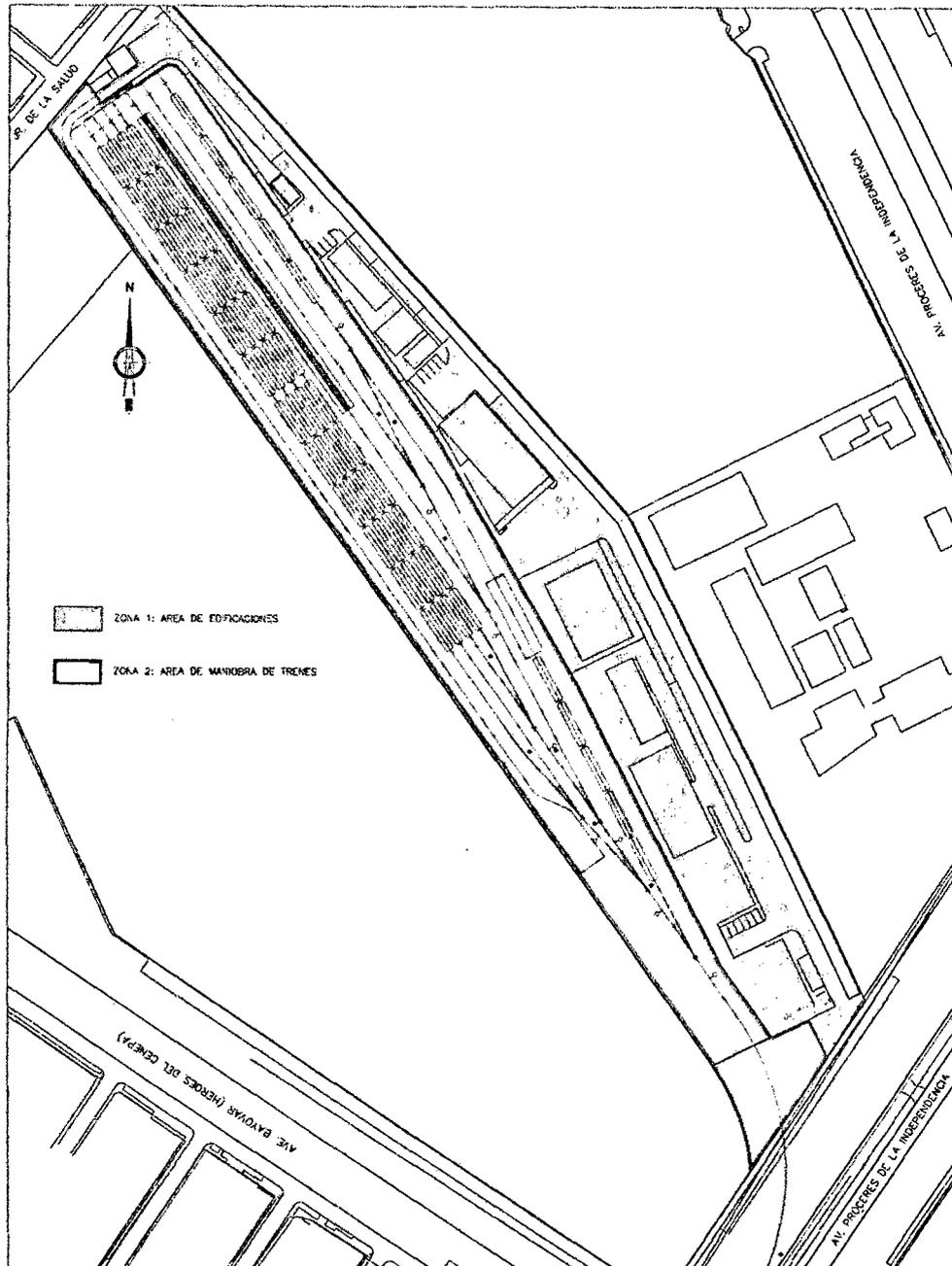


Figura N° 2.3: Esquema de zonificación de Patio de Maniobras

### 2.8.2 Conformación y esquemas del Patio de Maniobras

La vía permanente propuesta está conformada por 7 líneas paralelas y una diagonal que permite el acceso hacia las líneas donde se desarrollará los trabajos de mantenimiento, limpieza e inspección de los trenes.

La vía ingresa al Patio de Maniobras a través de un cambiavía tipo 1:8, este ingreso tiene como inicio la progresiva 233+631.312 del eje de la vía del lado

izquierdo de la vía permanente, de donde parte un nuevo eje, denominado Eje de Vía A. Este eje se abre hacia la izquierda formando una tangente para luego con una curva de 95m de radio y con un sistema Sonnevile ingresar al Patio de Maniobras, por lo cual la velocidad máxima segura de ingreso es de 15 Km/h. Una vez dentro del Patio de Maniobras la vía permanente se ramifica en un total de 8 ejes los cuales se separan mediante cambiavías tipo 1:8, formando tangentes y curvas horizontales de 90m, 95m y 150m de radio, teniendo entonces una velocidad máxima de maniobras de 15 Km/h.

La pendiente al ingreso al Patio de Maniobras es 0,5% mientras que en la zona de maniobras es de 0,05%, teniendo una cota de tope de riel promedio de 312,634 m.s.n.m. Una pendiente de 0,05% en las vías del patio evita que accidentalmente un coche se desplace hacia la vía principal. La pendiente se encuentra inclinada hacia el final de las vías.

Dentro del Patio de Maniobras se ubican 8 cambiavías tipo 1:8 y un cambiavía similar para el ingreso al patio, formando un sistema con un total de 9 cambiavías.

Estos ejes viales albergan 8 estacionamientos para material rodante de 115m de longitud cada uno, una zona de lavado y una fosa de inspección de aproximadamente 120m de longitud cada una y vías de maniobras para el traslado y acomodo de los trenes al momento de ingresar, salir o en el interior del patio de maniobras.

Los 8 ejes viales quedan distribuidos de la siguiente manera:

Tabla N° 2.6: Longitud de ejes en Patio de Maniobras

Eje	Longitud (m)	Longitud (m)	Distribución
Eje de Vía A	521,850	220.421	Ingreso + 2 estacionamientos
Eje de Vía B	343,800	255.986	2 estacionamientos
Eje de Vía C	309,426	255.987	2 estacionamientos
Eje de Vía D	274,289	220.648	2 estacionamientos
Eje de Vía E	230,926	177.524	Fosa de Inspección
Eje de Vía F	181,919	128.357	Vías de Maniobras
Eje de Vía G	205,451	123.327	Vías de Maniobras
Eje de Vía H	373,859	186,529 + 103.207	Vía de Maniobras, Zona de Lavador Fijo
<b>TOTAL</b>	<b>2441,52</b>	<b>1671,986</b>	

Se ha empleado una entrevía de 4,25m entre los ejes de las vías B y C, C y A, A y D; 6,20m entre las vías D y E; 6,15m entre las vías E y F; 6.75 entre las vías F y H, ver la figura 2.4

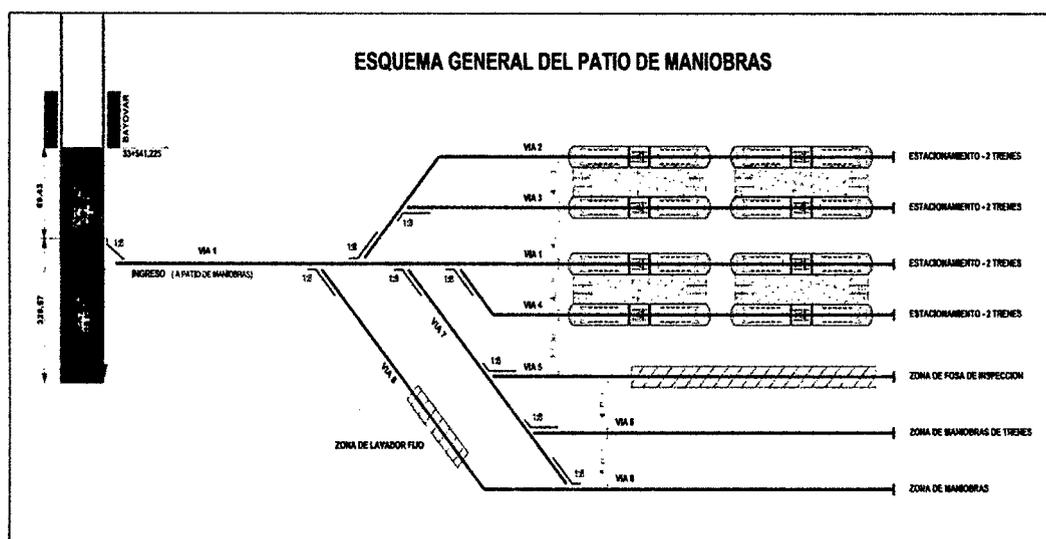


Figura N° 2.4: Esquema de vías del Patio de Maniobras

Fuente: Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico

Las 2 vías al lado izquierdo de la vía A son:

**Vía B**, ubicada al extremo izquierdo, tiene 255,986m de longitud útil la cual se conecta a la vía A mediante un cambiavía tipo 1:8, ver figura 2.4.

**Vía C**, que se encuentra al lado izquierdo de la vía A y a la cual se accede mediante un cambiavía tipo 1:8 desde la vía B, ver figura 2.4. La vía C tiene 255,967m de longitud útil.

Las 5 vías al lado derecho de la vía A:

**Vía D**, paralela y contigua a la vía A, tiene 220,648m de longitud útil, el cual se conecta a la vía A por medio de un cambiavía tipo 1:8, ver figura 2.4.

**Vía E**, contigua a la vía D, se accede a ésta pasando por 3 cambiavías tipo 1:8, dos correspondientes a los accesos de las vías A y G desde las vías A y H respectivamente y otro cambiavía tipo 1:8 de ingreso a la vía E, ver figura 2.4. La vía E tiene 177,524m de longitud útil.

Vía F, ubicada al costado se de la vía E, se accede a esta vía por medio de 3 cambiavías tipo 1:8 desde la vía A que pertenecen a los accesos de las vías H, G y F. La vía F tiene 128,357m de longitud útil.

Vía G, con esta vía se puede conectar a las vías E, F y H con la vía A, su longitud útil es de 123,327m, ver figura 2.4.

Vía H, ubicada al extremo derecho, esta vía se encuentra unida directamente con la vía A mediante un cambiavía tipo 1:8 y tiene 289,736m de longitud útil, ver figura 2.4.

Los cambiavías dentro del Patio de Maniobras están diseñados y se instalaran de acuerdo a la norma de UIC. Para información referente a la ubicación de las juntas aislantes, ver documento CTCL-BTS-SET-SVI-TRG-DWG-65748.

El diseño de la vía permanente en el Patio de Maniobras obedece a lo requerido en las Bases integradas, lo propuesto en el Anteproyecto y las consideraciones operacionales del sistema de vías y áreas técnicas que conforman el Patio de Maniobras.

La Zona de maniobra de trenes comprende las siguientes edificaciones e instalaciones:

- Fosa de Inspección.
- Zona de Lavado.
- Vías de Estacionamiento (4 vías).
- Rampa de Acceso de Material Rodante.

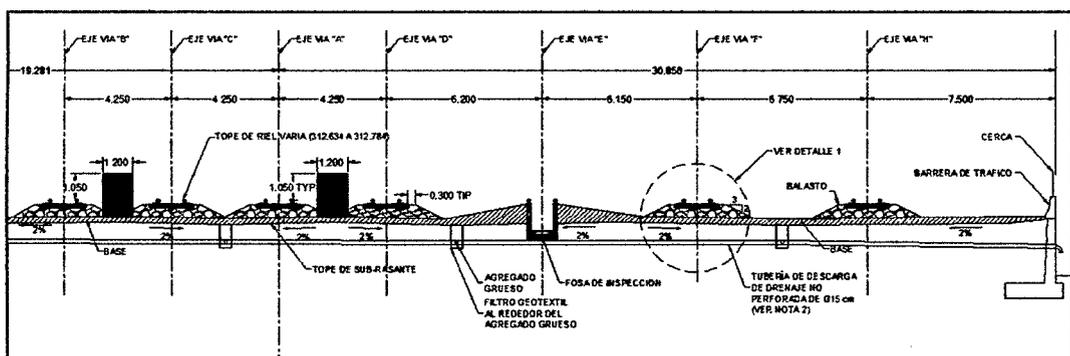


Figura N° 2.5: Sección Típica hacia Jr. de la Salud

Fuente: Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico

### 2.8.3 Cambiavías

Los cambiavías que se instalarán en el Patio de Maniobras han sido diseñados conforme la norma UIC, éstos se encuentran proyectados a lo largo de la vía férrea de Patio y sus ubicaciones y características son:

- 1 Cambiavías 1:8 riel tipo 115RE ubicado en el ingreso a Patio de Maniobras.
- 8 Cambiavías 1:8 riel tipo 115RE ubicados en las líneas de Patio de Maniobras.

Tabla N° 2.7: Cambiavías en Patio de Maniobras

Lugar de Referencia	CV	Progresiva		Tipo
Cambiavía de Ingreso a Patio de Maniobras	1	Inicio	233+629.648	Cambiavía 1:8 para riel 115RE
		Fin	233+654.678	
Cambiavías en Patio de Maniobras	2	Inicio	0+185.166	Cambiavía 1:8 para riel 115RE
		Fin	0+210.196	
	3	Inicio	2+032.468	Cambiavía 1:8 para riel 115RE
		Fin	2+057.498	
	4	Inicio	0+254.416	Cambiavía 1:8 para riel 115RE
		Fin	0+279.446	
	5	Inicio	7+082.261	Cambiavía 1:8 para riel 115RE
		Fin	7+107.291	
	6	Inicio	7+131.653	Cambiavía 1:8 para riel 115RE
		Fin	7+156.683	
	7	Inicio	0+214.261	Cambiavía 1:8 para riel 115RE
		Fin	0+239.291	
	8	Inicio	0+156.035	Cambiavía 1:8 para riel 115RE
		Fin	0+181.065	
	9	Inicio	8+265.316	Cambiavía 1:8 para riel 115RE
		Fin	8+240.286	

Fuente: Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico

### 2.9 TRAMOS EN SISTEMA SONNEVILLE EN PATIO DE MANIOBRAS

El uso de sistema de fijación del riel directo, tipo sonneville en el Patio de Maniobras está previsto en una ubicación:

- Entrada al Patio de Maniobras: entre las progresivas 0+037.976 y 0+129.086.

#### 2.9.1 Descripción de los trabajos a ejecutar

El sistema Sonneville se aplicará en la ubicación anteriormente mencionada, directamente sobre la losa del viaducto. Al igual que en la estación san carlos se ejecutara las trancisiones

En las extremidades de este tramo, serán ejecutadas transiciones entre el Sistema Sonneville/LVT y la vía con balasto. Sonneville International Corporation, en coordinación con el cliente y de acuerdo a los reglamentos específicos de Perú, indicará los ajustes necesarios para las zonas de transición. El detalle de la transición fue suministrado por Sonneville International Corporation.

En los planos de código CTEL-TYL-GEN-VFE-DWG-82557 al 82563 se presentan detalles del sistema sonneville/LVT al igual que la ubicación en planta de cada uno de los tres sectores donde se colocará este sistema.

El proceso constructivo se detallara en el capítulo 4 de la presente tesis.

### **2.9.2 Componentes**

El sistema Sonneville/LVT consiste en bloques de hormigón armado, cubiertos por cazoletas elásticas. Para realizar el efecto de distribución de la carga, el bloque de hormigón se monta sobre una almohadilla elástica, con una rigidez especialmente diseñada. El sistema adoptado será el Sonneville/LVT Standard. Es formado básicamente por los siguientes componentes:

- Soportes de concreto armado (bloques de concreto), dimensionados para soportar las cargas estáticas y dinámicas transmitidas por las ruedas de los vehículos ferroviarios.
- Almohadilla elástica a ser aplicada entre el riel y el bloque de concreto.
- Cazoleta de caucho que reviste la mitad inferior de los bloques, impidiendo el contacto directo con el concreto de envoltimiento.
- Almohadilla elástica micro celular ubicada en el interior de la cazoleta.
- Fijaciones con poder de retención vertical y longitudinal tipo Pandrol.
- Concreto de embutimiento: Después de la correcta colocación de los rieles y bloques, se hará un vaciado envolviendo el sistema de fijación en posición definitiva con concreto  $f_c=35$  MPa.

## 2.10 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA VÍA EN LA LÍNEA

En la siguiente tabla, se presentan los parámetros principales de diseño de vía

Tabla N° 2.8 Parámetros de diseño del Viaducto

Carga máxima por eje de un coche cargado	11.58 t
Carga máxima por eje de la locomotora de maniobra	17.00 t
Radio de curvatura mínimo horizontal	250 m
Radio de curvatura mínimo vertical	3.000 m
Pendiente máxima	3.5 %
Pendiente máxima en construcciones nuevas, vías de estacionamiento en patio o vías auxiliares para estacionamiento en la línea	0.15%
Pendiente en estaciones, vías de maniobra y terminal	0.5 %
Velocidad máxima actual	80 km/h

Fuente: Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico

## 2.11 CARÁCTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LAS ESTACIONES

Todas las estaciones, con la finalidad de cumplir la normatividad vigente, cuentan con accesos para discapacitados, las que consideran rampas, equipo salva escaleras, ascensores u otros; Algunas de las estaciones de pasajeros, por su condición de estaciones intermodales y/o terminales, están equipadas como mínimo con dos (02) escaleras mecánicas (subida y bajada), por cada andén de pasajeros, lo que permitirá una mayor fluidez del usuario.

En la tabla 2.9, se muestran las principales características que se han cumplido en la construcción de las nuevas estaciones:

Tabla N° 2.9: Parámetros de diseño de las estaciones

Longitud de andenes, mínimo	120 m.
Ancho de andenes laterales, mínimo	4,0 m
Desnivel entre tope del riel y andén - Altura de andén	1,05 m
Separación máxima entre borde de andén y vagones	10 cm (para estación en recta)
Separación máxima entre borde de andén y vagones	15 cm (para estación en curva)
Gálibo mínimo entre tope de riel y estructura sobre pasante	4,6 m
Gálibo mínimo entre calzada y estructuras sobre pasante	5,2 m. (en zona urbana)
Gálibo mínimo entre calzada y estructuras sobre pasante	5,5 m. (en autopistas)
Pendiente máxima del perfil en estaciones	0,50 %.
Radio de curvatura horizontal mínimo	800 m. (para estación en curva)

Fuente: Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico

## CAPÍTULO III

### MARCO TEÓRICO

#### 3.1 SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA DE VÍA PERMANENTE

Se define como superestructura ferroviaria de vía permanente al conjunto de elementos que permiten el adecuado tránsito de los trenes por la vía, dentro de los marcos de seguridad y confort. La Superestructura está constituida por la vía de rieles, los durmientes, el balasto y todos los elementos menores de fijación que se instalan sobre la infraestructura previamente preparada.

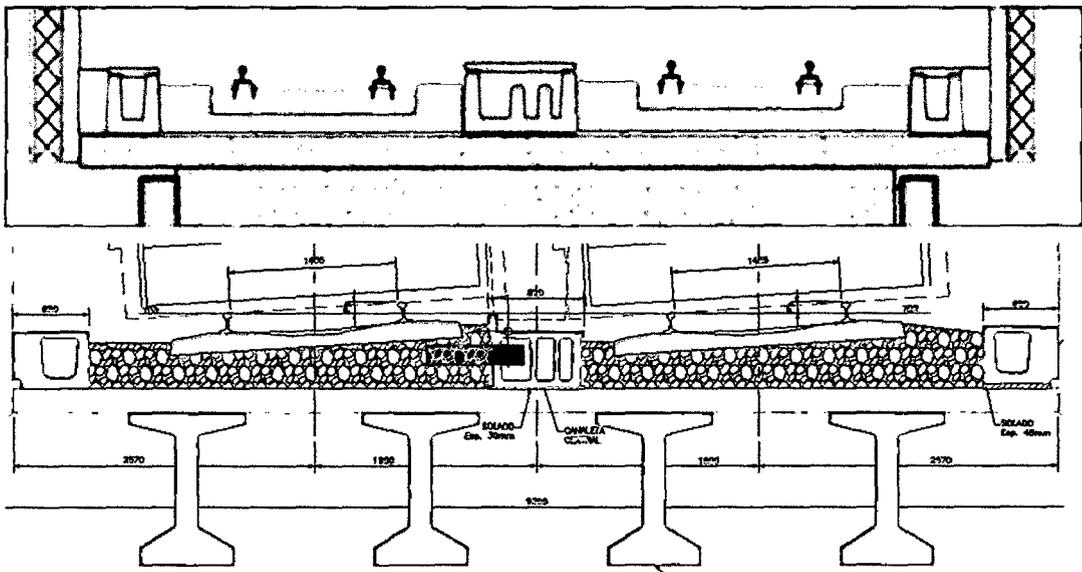


Figura N° 3.1: sección transversal de la superestructura de vía.

##### 3.1.1 Rieles

Son perfiles de acero laminado que colocados uno a continuación de otro, en dos líneas paralelas sobre durmientes u otros soportes adecuados, constituyen el camino de rodadura de los vehículos ferroviarios. El riel constituye el elemento fundamental de la estructura de la vía y actúa como calzada, dispositivo de guiado y elemento conductor de la corriente eléctrica. Debe cumplir por lo tanto, los siguientes propósitos:

- Resistir directamente las tensiones que recibe el material rodante y transmitirlas, a su vez, a los otros elementos que componen la estructura de la vía.
- Realizar el guiado de las ruedas en su movimiento.

- Servir de conductor de la corriente eléctrica para la señalización y la tracción en las líneas electrificadas.

### **3.1.2 Manta de Lana de Roca**

Es la manta elástica protectora de balasto especialmente concebida para aplicaciones bajo balasto. La manta es constituida por dos componentes:

Componente 1:

Manta de material inorgánico, cuenta con resistencia a entornos agresivos y fatiga, posee propiedades antivibratorias y de aislamiento, de 23 mm de espesor promedio.

Componente 2:

Una capa de geotextil para protección de la manta contra la penetración del balasto. El geotextil (no tejido) es de tipo NW26 o similar y es fabricado en rollos estándar de 3.2mx55x. Estos geotextiles están certificados por las principales administraciones como elementos de protección de la capa de sub balasto.

### **3.1.3 Balasto**

El balasto es un material granular constituido principalmente por piedra chancada que se coloca sobre la plataforma envolviendo a los durmientes (en 5 de sus 6 caras). De esta forma el balasto cumple las siguientes funciones:

- Repartir uniformemente sobre la plataforma las cargas que recibe de los durmientes de forma tal que su tensión admisible no sea superada.
- Estabilizar vertical, longitudinal y transversalmente la vía.
- Amortiguar, mediante su estructura pseudo elástica, las acciones de los vehículos sobre la vía.
- Proporcionar una rodadura suave a los vehículos y un notable confort a los pasajeros.
- Proteger a la plataforma de las variaciones de la humedad debidas al medio ambiente.
- Facilitar la evacuación de las aguas de lluvia.

- Permitir la recuperación de la calidad geométrica de la vía mediante operaciones de alineación y nivelación.

### **3.1.4 Fijaciones**

Son los elementos que hacen posible la continuidad estructural de la vía ajustándose estrictamente a la función dada, engloban bajo esta denominación a los elementos de unión del riel a los durmientes.

Sus principales funciones son:

- Fijar los rieles a los durmientes.
- Asegurar la invariabilidad del ancho de la vía.
- Facilitar la transferencia a la infraestructura de las acciones estáticas y dinámicas ejercidas por el material rodante sobre la estructura de la vía.

### **3.1.5 Durmiente**

Es el componente transversal de la vía férrea que transmite al balasto la carga aplicada a los rieles y, junto con la fijación riel/durmiente, controla la trocha.

#### **3.1.5.1 Durmiente de concreto pretensado tipo monobloque**

Es el durmiente constituido por un elemento de concreto sometido a tensiones previas de compresión. El esfuerzo de pre compresión del durmiente se obtiene mediante alambres, cordones o barras de acero traccionadas con la carga correspondiente y que transmiten el esfuerzo ya sea por adherencia, anclaje o una combinación de ambos.

#### **3.1.6 Soldadura de Rieles (aluminotérmica)**

La soldadura aluminotérmica se basa en la propiedad que tiene el aluminio de combinarse rápidamente con el oxígeno de los óxidos metálicos, formando óxido de aluminio (corindón), y liberando el metal. En el caso del óxido férrico, la reacción exotérmica alcanza los 3000°C, pero requiere de 800 a 1000°C para iniciarse, prosiguiendo rápidamente hasta la total combustión del aluminio con el oxígeno, que se alcanza al cabo de 15 a 25 segundos.

### **3.1.7 Soldadura de Rieles (electrofusión)**

En este tipo de soldadura el calor se obtiene exclusivamente por efecto Joule, logrado poniendo en contacto bajo presión los extremos de los rieles por los que se hace pasar una corriente de bajo voltaje y muy alta intensidad (5 voltios y 35,000 amperios). La corriente se transmite a los rieles a través de unas mordazas pertenecientes a la máquina de soldar, que a su vez proporciona la presión de contacto precisa. Como consecuencia del imperfecto contacto entre las caras extremas de los rieles a soldar se producen una serie de chispas que calientan los rieles y cuando la temperatura alcanza los 600 a 800°C, se juntan y separan los extremos, durante intervalos pre determinados, hasta que a una temperatura entre 1000 y 1500°C, se aplica una fuerza longitudinal de 40 a 50 Tm sobre los rieles, con los que se realiza la soldadura. La calidad de estas soldaduras es alta.

### **3.1.8 Parachoques**

Los parachoques son las estructuras férreas que se encuentran al final del recorrido de una línea, los cuales tienen el objetivo de amortiguar y proteger a los trenes en caso de colisión o pérdida de control, absorbiendo la energía cinética y consiguiendo así una reducción de daños, pero no de impacto.

### **3.1.9 Equipos a utilizarse**

Los equipos previstos para el lanzamiento de superestructura de la vía ferroviaria son los siguientes:

- Colocación manta de fibra de lana de roca y pre lanzamiento de balasto:
  - Camión grúa de 15 T.
  - Faja transportadora de balasto de 25 m.
  - Alimentadora para faja 400 T/h.
  - Generador de 135 kw.
  - Cargador 2 m3
  - Spreader 69 HP
  - Dumper 3 m3
  - Camión volquete 15 m3
  - Rodillo liso vibratorio autopropulsado 101-135 HP

- Colocación de durmientes sobre balasto
  - Grúa de 35 T
- Colocación de rieles sobre durmientes
  - Grúa de 15 T
  - Cambiador de rieles Geismar 1 T
- Fijación de rieles a durmientes
  - Grúa 15 T
  - Trolley de vía Geismar 5 T
- Pre alineamiento de escalera
  - Track lifting Geismar
- Complementación de balasto
  - Camión volquete 15 m<sup>3</sup>
  - Vagón Hooper 22 T
  - Locomotora Titán 1435 mm
- Corrección geométrica
  - Bateadora Tamper Mark
  - Reguladora de balasto Mod 43-NS
  - Bateadora manual
- Soldadura electrofusión
  - Soldadura electrofusión
  - Cabecote CMW-09
  - Generador CAT 3906C
  - Camión Ford LT 9513
- Alivio de tensiones
  - Trolley vía Geismar 5 T
  - Tensor de rieles Geismar
  - Rodillos Geismar
  - Martillos de bronce o cobre
  - Cortadora de riel
- Soldadura Aluminotérmica
  - Rebarbadora hidráulica Geismar
  - Trolley de vía Geismar 5T
  - Esmeriladora de rieles Geimar
  - Cortadora de rieles Geismar
- Equipos de control topográfico

- Estación Total
- Nivel
- Prismas
- Miras
- Regla combinada de trocha y peralte tipo RCFF
- Parachoques
  - Grúa 45 T

### 3.1.10 Cambiavías

En la vía principal se ha proyectado la instalación de 5 Crossovers tipo 1:10 formado por dos cambiavías (Vía principal) para el riel tipo 115 RE, los cuales se encuentran distribuidos de la siguiente manera:

- 01 Crossover (formado por 2 cambiavías) 1:8 riel tipo 115 RE, ubicado a inmediaciones de la estación Bayovar (lado norte de la estación).
- 01 Crossover (formado por 2 cambiavías) 1:10 riel tipo 115RE ubicado a inmediaciones de la estación los Jardines.

Además se ha proyectado la instalación de cambiavías 1:8 riel tipo 115RE en las terceras vías, tal como se especifica a continuación:

Tercera Vía:

04 Cambiavías 1:8 riel tipo 115 RE en la tercera vía, el esquema de cambiavías proyectado en la vía principal se encuentra en el anexo 4 de la especificación técnica de Cambiavías.

A continuación se muestra un resumen de los cambiavías y crossovers a ejecutarse en la vía principal:

Tabla N° 3.1: Cambiavías de la vía principal

VÍA PRINCIPAL		Cantidad de cambiavías	Subtotal
1.-	Cambiavías 1:8 (Terceras Vías) para riel tipo 115RE	4	4
2.-	Crossovers 1:10 (Vía principal) para riel tipo 115RE Bayovar Los Jardines (2 conjuntos)	2 4	6
3.-	Crossovers 1:8 (Vía principal) para riel tipo 115RE Bayovar	2	2

Tabla N° 3.2: Ubicación de Cambiavías de la vía principal

Lugar de Referencia	CV	Progresiva		Tipo
		Inicio	Fin	
3° Vía	CV1	Inicio	126+349.710	Crossover 1:8 para riel 115RE
		Fin	126+374.740	
	CV2	Inicio	326+401.480	Crossover 1:8 para riel 115RE
		Fin	326+376.450	
	CV3	Inicio	326+687.920	Crossover 1:8 para riel 115RE
		Fin	326+712.950	
	CV4	Inicio	126+737.321	Crossover 1:8 para riel 115RE
		Fin	126+712.291	
Inmediaciones Estación Los Jardines	CV5	Inicio	127+061.268	Crossover 1:10 para riel 115RE
		Fin	127+090.668	
	CV6	Inicio	227+116.679	Crossover 1:10 para riel 115RE
		Fin	227+087.259	
	CV7	Inicio	227+298.389	Crossover 1:10 para riel 115RE
		Fin	227+327.809	
	CV8	Inicio	127+363.086	Crossover 1:10 para riel 115RE
		Fin	127+333.666	
Inmediaciones Estación Boyover	CV9	Inicio	233+243.125	Crossover 1:10 para riel 115RE
		Fin	233+272.545	
	CV10	Inicio	133+303.415	Crossover 1:10 para riel 115RE
		Fin	133+273.995	
	CV11	Inicio	133+564.680	Crossover 1:8 para riel 115RE
		Fin	133+589.710	
	CV12	Inicio	233+615.976	Crossover 1:8 para riel 115RE
		Fin	233+590.946	

En la fábrica de los cambiavías se realiza un pre-montaje que consiste en el ensamblaje completo del cambiavía en banco nivelado, clavado sobre las traviesas de madera, montaje y ajuste de los cerrojos de uña, marcado completo e identificación de los componentes, verificación, desmontaje y ensamblaje para transporte.

Una vez que el material se encuentra en obra, los trabajos correspondientes a la estructura ferroviaria que se ejecutan son los siguientes:

Topografía, organización de los trabajos, instalación (posicionamiento y asentamiento de componentes), empalmes, correcciones geométricas, pruebas. Previamente se concluirán los trabajos ferroviarios, como son:

- Colocación de la manta protectora entre concreto y balasto (en el caso que aplique).
- Colocación de la primera capa de balasto y su adensamiento.
- Colocación de los durmientes de madera.

### 3.2 MEMORIA DE CÁLCULO DE LA VÍA FÉRREA

La metodología de cálculo abajo fue extraída de la norma de Vías de Tren Británicas (British Railway Track), sexta edición [Instituto de Ingenieros de Superestructura de Vías, 1993].

#### 3.2.1 Evaluación estructural del riel 115 RE en vías con balasto

El comportamiento estructural de los rieles bajo la acción de cargas verticales de trenes en movimiento es complejo de modelar con precisión debido a la interacción de una gran cantidad de componentes de la vía. Mientras métodos modernos permiten tomar en consideración un número cada vez mayor de parámetros, es tradicional asumir que dado que los durmientes se encuentran tan cercanos entre sí en comparación con el largo total de los rieles, que éstos pueden ser considerados como un apoyo continuo. Las fórmulas utilizadas son conocidas como las ecuaciones de Zimmerman, nombradas así en honor de un ingeniero que realizó investigaciones en el área a comienzos del siglo XX.

A una distancia  $x$  desde un punto de aplicación de la carga de rueda del tren, el momento flector  $M$ , fuerza de corte  $F$  y deflexión,  $y$ , son:

$$M = \frac{Ql_c}{2} \cdot e^{\frac{x}{l_c\sqrt{2}}} \cdot \cos\left[\frac{x}{l_c\sqrt{2}} + \frac{\pi}{4}\right]$$

$$F = -\frac{Q}{2} \cdot e^{\frac{x}{l_c\sqrt{2}}} \cdot \cos\left[\frac{x}{l_c\sqrt{2}}\right]$$

$$y = \frac{Ql_c^3}{2EI_{xx}} \cdot e^{\frac{x}{l_c\sqrt{2}}} \cdot \cos\left[\frac{x}{l_c\sqrt{2}} - \frac{\pi}{4}\right]$$

Dónde:

- $M$  = Momento flector [ N.mm]
- $F$  = Fuerza de corte [N]
- $y$  = Deflexión del riel [mm]
- $M_0$  = Momento flector bajo la carga
- $F_0$  = Fuerza de corte bajo la carga
- $y_0$  = Deflexión bajo la carga
- $Q$  = Carga de la rueda [N]

$E$  = Módulo de Young para rieles de acero [N/mm<sup>2</sup>]

$I_{xx}$  = Momento de inercia de la sección de riel [mm<sup>4</sup>]

$$l_c = \sqrt[4]{\frac{EI}{K_T}} [mm]$$

Donde  $K_T$  es el Módulo de Vía [N/mm<sup>2</sup>]

En el punto donde la rueda se encuentra en contacto con el riel,  $x=0$  y los valores para  $M$ ,  $F$  e  $y$  son:

$$M_0 = \frac{Ql_c}{2}$$

$$F = -\frac{Q}{2}$$

$$y = \frac{Ql_c^3}{2\sqrt{2}EI_{xx}}$$

Para el Proyecto del Tren Eléctrico de Lima, la carga por eje es de 17t. Efectos dinámicos pueden aumentar la carga instantánea en algún punto del Riel; se incorpora un factor de carga dinámico conservador de 1,8, lo que contemplaría las fuerzas generadas por una locomotora de rescate viajando a velocidad moderada.

$$Q = \text{peso por rueda} = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 17,000 \text{ kg} \times 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$= 150.1 \text{ kN}$$

$E$  = Módulo de Young para acero de riel = 206 Gpa

$I_{xx}$  = Momento de Inercia de riel 115 RE (57 kg/m) =  $27.4 \times 10^6 \text{ mm}^4$

$K_T$  = Módulo de vía (de riel), asumido como 50 N/mm<sup>2</sup> (valor conservador)

$$l_c = \sqrt[4]{\frac{EI}{K_T}} [mm] = \sqrt[4]{\frac{2.06 \times 10^5 \times 27.4 \times 10^6}{50}}$$

$$= 580 \text{ mm}$$

En  $x=0$

$$M_0 = \frac{Ql_c}{2} = \frac{150.1 \times 10^3 \times 580}{2} = 43.5 \text{ kNm}$$

$$F = -\frac{Q}{2} = -75.1 \text{ kN}$$

$$y = \frac{Ql_c^3}{2\sqrt{2}EI_{xx}} = \frac{(150.1 \times 10^3) \times 580^3}{2\sqrt{2} \times (2.06 \times 10^5) \times (27.4 \times 10^6)} = 1.834 \approx 2 \text{ mm}$$

Esta deflexión se encuentra de acuerdo a las tolerancias requeridas ( $y = 6.35$  mm, tolerancia recomendada por AREMA como base de diseño para vías férreas).

### 3.2.2 Tensiones Verticales

La tensión máxima en el riel se calcula de acuerdo a las fórmulas de flexión de vigas normales.

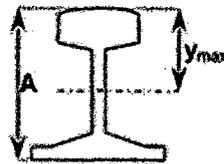


Figura N° 3.2: Perfil del riel 115E

Para el riel de sección 115E:

Altura del riel,  $A = 168.28$  mm

Distancia del eje neutro al extremo superior del riel =  $92.59$  mm.

La tensión máxima ocurre donde la distancia medida desde el eje neutro es la mayor en la sección.

El extremo superior del riel se encuentra a  $92.59$  mm del eje neutro.

La base del riel a  $168.28 - 92.59 = 75.69$  mm

La tensión máxima se produce entonces en el extremo superior del riel.

$$\sigma_{\max} = \frac{My_{\max}}{I_{xx}} = \frac{43.5 \times 10^6 \times 92.59}{27.4 \times 10^6} = 146.99 \text{ N/mm}^2$$

La tensión última del acero de riel es de 960 N/mm<sup>2</sup>.

Por ello,  $\sigma_{\max} \ll \sigma_{\text{uts}}$ , por lo que el riel no entrará en fluencia.

Con el paso del tiempo, la cabeza del riel será desgastada por el tráfico del tren de pasajeros pasando sobre él (ver figura 3.2). Esto reducirá la sección del riel, reduciendo su capacidad de flexión. Para los propósitos de cálculo, se asume que el momento de inercia de la sección se reduce en un 20% y que la altura en el extremo superior del riel se reduce en 11mm. Se asume que el eje neutro se mantiene aproximadamente en el mismo lugar.

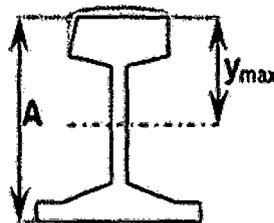


Figura N° 3.3: cabeza del riel desgastada

$$\sigma_{\max} = \frac{My_{\max}}{I_{xx}} = \frac{43.5 \times 10^6 \times 81.59}{27.4 \times 10^6 \times 80\%} = 161.91 \text{ N/mm}^2$$

Aun cuando el riel se desgaste, las tensiones en el riel serán mucho menores que la tensión de fluencia y no habrá riesgo de que el riel falle por flexión.

### 3.2.3 Tensiones Laterales

Aun cuando el momento de flexión lateral puede ser calculado teóricamente utilizando el Momento de Inercia  $I_{yy}$  en lugar de  $I_{xx}$  y "módulo de vía lateral" teórico, existen muchas incertidumbres y por ello generalmente se aplica un enfoque empírico, el cual asume la siguiente fórmula:

$$M_y = \frac{Y \cdot s}{4}$$

Donde: Y = carga lateral

s = espaciamiento de durmientes

La carga lateral máxima es calculada basado en el menor radio de curvatura de 100 m con el tren viajando a 20 km/h, con una deficiencia de peralte del 50%:

En este caso:

$$\text{Aceleración Lateral} = \frac{V^2}{r} = \frac{\left(\frac{20,000}{3600}\right)^2}{100} = 0.3086 \text{ m/s}^2$$

La carga lateral es entonces igual a 0.3086 x carga vertical de rueda

$$M_y = \frac{Y \cdot s}{4} = \frac{0.3086 \times 150.1 \times 10^3 \times 650 \times 10^{-3}}{4} = 7.52 \text{ kNm}$$

La distancia máxima desde el eje vertical,  $x_{\text{máx}}$ , es la mitad de del ancho de la base del riel, la cual para un riel 115RE es de  $\frac{1}{2} \times 140 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$ .

Con esto, la tensión máxima es de:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{M_y \times x_{\text{max}}}{I_{yy}} = \frac{7.52 \times 10^6 \times 70}{4.47 \times 10^6} = 117.8 \text{ N/mm}^2$$

La tensión lateral es mucho menor que la tensión de fluencia del riel, por lo que el riel no fallará por fluencia lateral.

### 3.2.4 Cálculo para determinar la profundidad mínima de balasto

En esta memoria se calculan las cargas de balasto basadas en la teorías de Timoshenko y Hay.

Sección de Riel:	115RE
Módulo de Elasticidad	E=206Gpa
Momento de Inercia	$I = 27.4 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Carga de Eje de Vehículo	=17 t = 167 kN
Factor de carga dinámica	= 1.8
Espaciamiento de Durmientes	= 650 mm
Módulo de Vía	= 34.5 N/mm <sup>2</sup> (para durmientes de concreto)

$$\text{Carga de Durmiente} = \beta \cdot a \cdot P$$

Donde: a = espaciamiento de durmiente

P= carga de eje

$$\beta = \left( \frac{u}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} \text{ donde } u = \text{módulo de vía}$$

$$= 0.0011 \text{ mm}^{-1}$$

$$\text{Carga de Durmiente} = 119.4 \text{ KN}$$

Tipo de Durmiente: Monobloque

$$\text{Largo de Durmiente} = 2510 \text{ mm}$$

$$\text{Ancho de Durmiente} = 210 \text{ mm}$$

Los datos anteriores corresponden a durmientes contemplados en las normas AREMA 2009 (Chapter 30: Ties, Appendix - Crosstie Performance Matrix, Table 30-A-1. Mechanical Properties)

$$\text{Carga de Balasto} = \frac{\text{Carga de Durmiente}}{\frac{2}{3} \times \text{Área de soporte de durmiente}} = \frac{119400N}{\frac{2}{3} \times 2.5 \text{ m} \times 0.21\text{m}}$$

$$\text{Carga de Balasto} = 0.341 \text{ Mpa}$$

Profundidad de Balasto:

La tensión se asume que se distribuye como se muestra en la figura 3.3

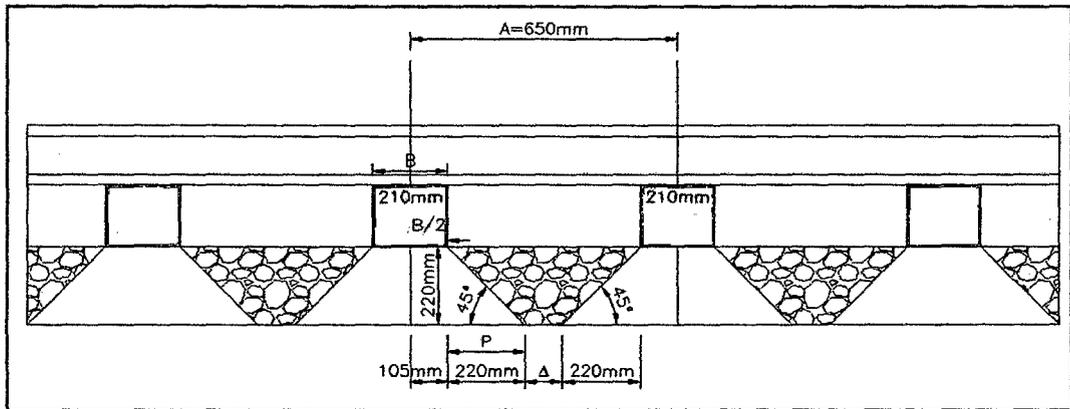


Figura N° 3.4: Distribución de tensiones en balasto

$$\text{Profundidad de balasto mínima} = \left( \frac{a - b}{2 \tan \alpha} \right)$$

Donde  $\alpha$  es el ángulo de fricción del balasto,  $a$  es el espaciamiento de los durmientes y  $b$  es el ancho de los durmientes.

El Ángulo de fricción tomado es de  $\alpha = 45$  grados, este ángulo de fricción se sacó del criterio europeo tomado del libro "Tratado de Ferrocarriles I", Autor: F. Oliveros, Editorial Rueda, Capítulo 5. Balasto, Fig. 5.16.

El valor correspondiente al ángulo de fricción es mayor que  $45^\circ$  en condiciones de confinamiento como es el caso de los parapetos en el viaducto (Figura N°3.4), pero para nuestro caso tomamos un valor conservador de  $45^\circ$ .

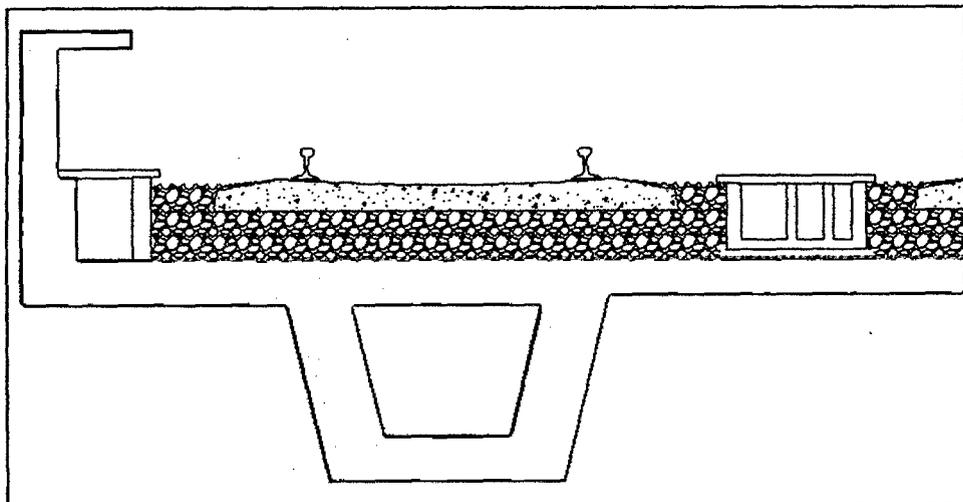


Figura N° 3.5: Confinamiento del balasto

Como se observa en la figura N°3.5, la profundidad mínima de balasto = 220 mm para un ángulo de 45°.

Entonces la profundidad de balasto mínima debe lograr que la carga se distribuya a lo largo de la base del balasto:

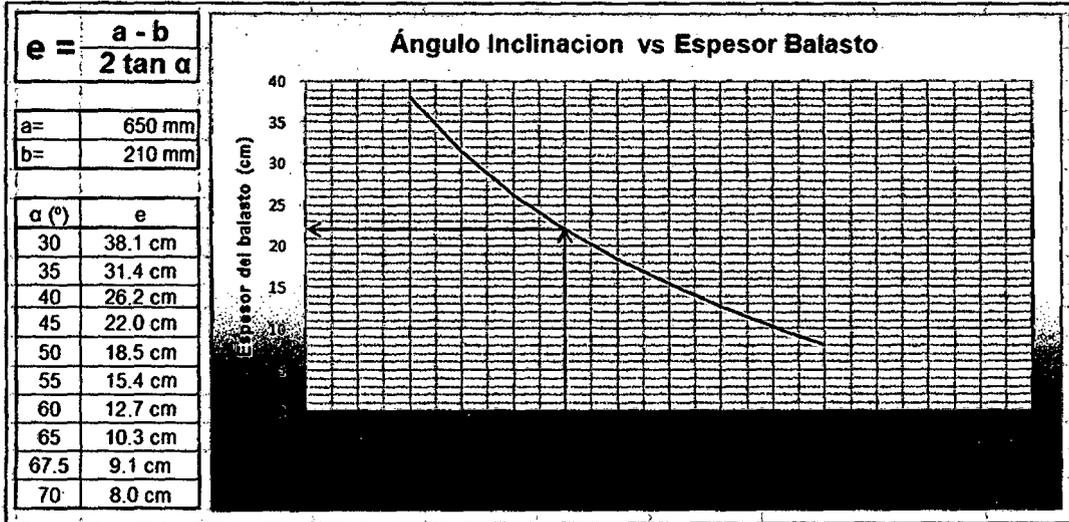


Figura N° 3.6: Profundidad mínima del balasto

A continuación se determina el espesor mínimo de balasto (220mm) (Figura N°3.6) para que los conos de tensión alcancen el fondo del balasto y no exista una interferencia entre los conos de tensión de dos durmientes consecutivos, por eso en los siguientes cálculos se muestra  $\Delta = 0mm$  (Figura N°3.6)

$$\Delta = A - \left(\frac{B}{2} \times 2 + 2P\right)$$

$$\Delta = A - (B + 2P)$$

$$\Delta = 650mm - (210mm + 440mm)$$

$$\Delta = 650mm - 650mm = 0mm$$

Esta profundidad variará de acuerdo al espaciamiento del durmiente seleccionado. Por eso es que una pequeña cantidad adicional de balasto (10% adicional) se recomienda para asegurar que la carga se distribuye a lo largo de todo el material de soporte.

Las cifras en la columna "Cantidad aproximada de durmientes" representan la cantidad de durmientes por kilómetro de vía.

Tabla N° 3.3: Cantidad de durmientes por Km de vía

Espaciamiento (mm)	Cantidad aproximada Durmientes (#/Km)	Balasto Min + 10% (mm)
750	1334	297.0
700	1429	269.5
650	1538	242.0
600	1667	214.5
550	1818	187.0
500	2000	159.5

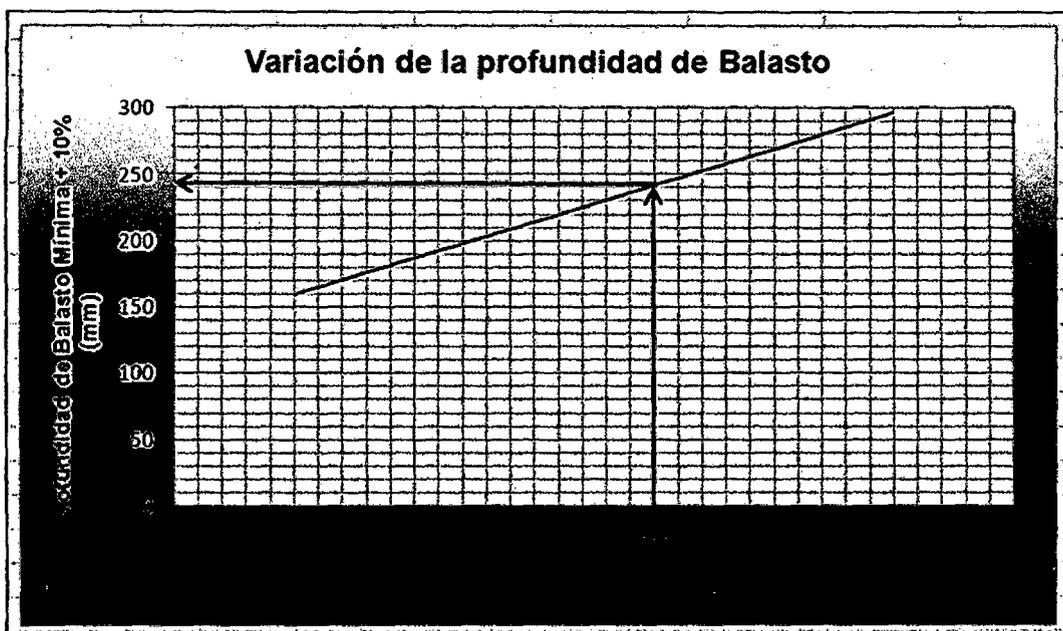


Figura N° 3.7: Espesor del balasto

De acuerdo a lo demostrado en la Figura N°3.6 el espaciamiento de durmientes de 65 cm es coherente con 242 mm de Balasto por debajo de los durmientes para que no haya sobreposición de cargas en el balasto originada por dos durmientes seguidos. Entretanto para cumplir la recomendación de las bases de 25 cm y también para mantener la altura de balasto utilizado en viaducto construido en El Tramo 1 utilizamos el valor de 30 cm de balasto.

Espaciamiento resultante de durmientes: 65cm

**Espesor de Balasto: 30cm**

Usando este espesor con el espesor de los distintos elementos sobre el tablero (rasante), la distancia entre el tope de riel a la cota de rasante preliminar resulta en:

Riel:	168 mm
Almohadilla:	10 mm
Monobloque:	162 mm
Balasto:	300 mm
Manta de Caucho	<u>10 mm</u>
<b>Espesor Total</b>	<b>650 mm</b>

### 3.2.5 Evaluación estructural del riel 115RE en vías de concreto

#### Datos de Entrada:

##### 1. Cargas

- a. Las cargas verticales de 2 configuraciones de carga de vehículos - ver detalles en el Apéndice I.
- b. Las cargas laterales de 2 configuraciones de carga de vehículos asumiendo una carga lateral en cada rueda debido a fuerzas centrífugas cuando se trate de una curva de radio pequeño más una fuerza de empuje de acuerdo a la norma BS5400 parte (2 8.2.8 Nosing)

##### 2. Detalles de la sección de riel:

La sección de riel es 115RE (Ver Anexo 1: Perfil del Riel 115 RE)

##### 3. Espaciamiento del soporte del riel= 650 mm

##### 4. Tensión última del riel = $960 \text{ N/mm}^2$

#### Elementos de salida requeridos

Cálculos documentados de los siguientes elementos, para los dos tipos de configuraciones de carga y los 4 diferentes espaciamientos de soporte de rieles especificados en los datos de entrada indicados más abajo.

1. Tensiones máximas en rieles bajo la carga vertical del paso de un vehículo
2. Tensiones máximas en rieles bajo la carga lateral del paso de un vehículo
3. Deflexiones máximas en rieles bajo la carga vertical del paso de un vehículo
4. Deflexiones máximas en rieles bajo la carga lateral del paso de un vehículo
5. Tensiones de fatiga máximas en rieles bajo carga vertical
6. Tensiones de fatiga máximas en rieles bajo carga lateral

#### 3.2.5.1 Metodología

Bajo la carga vertical producida por el paso de un vehículo, el riel será modelado como viga continua sobre durmientes con sección equivalente utilizando el método de la línea de influencia al aplicar una carga por eje en varias ubicaciones tanto verticales como laterales para obtener el máximo momento de

flexión. Luego se verificará si la flexión máxima se encuentra dentro de la máxima resistencia a la tracción del riel.

Aunque la sección característica asumida en el software computacional es aproximadamente una sección de la viga, es posible utilizar sólo el valor de salida de momento de flexión y fuerza de corte ya que su valor depende de las características de la sección transversal y se deberá calcular la tensión y deflexión con las actuales propiedades de sección transversal.

La máxima deflexión ocurre en el punto medio del espacio entre apoyos bajo carga axial máxima de 166,6 kN (17 toneladas  $\times$  9.8 m/s), la cual fue modelada como una viga simplemente apoyada dada las siguientes razones:

- ❖ El espacio mínimo en cargas axiales es de 2.2 m el cual debe tener al menos 3 apoyos entre 2 cargas axiales, estos contribuyen a su propia deflexión y no se influyen entre ellos.

La tensión de fatiga será calculada a base de la reducción de la sección principal del riel bajo el paso de un vehículo en 120 años de vida útil de diseño, consecuentemente la reducción de la sección de los módulos Z-zz (eje menor) y Z-yy (eje mayor) en ambos ejes para un análisis vertical y lateral.

### 3.2.5.2 Análisis

A través del análisis, hemos aplicado 2 casos de carga al riel, el caso más crítico fue el de carga B (locomotora de maniobra), es por esto que se evaluará todas las condiciones de espaciamiento utilizando este caso de carga.

Utilizando el método de Línea de Influencia para aplicar una carga (caso b) en varias ubicaciones: 325mm, 455mm, 500mm y 650mm @ espaciamiento de 650mm, se obtuvieron varios valores para el momento de flexión y fuerza de corte. La flexión máxima se produce al aplicar una carga máxima por eje de 17 ton. (166,6 kN) aplicado a una distancia de 0,57s (s= espaciamiento de apoyo), la fuerza de corte ocurre a una carga máxima por eje de 17 ton. (166,6 kN) aplicada a una distancia de 0,5s. Para considerar la carga dinámica, todas las

cargas serán incrementadas por un factor de 1.8 que consideraran las fuerzas generadas por una locomotora a una velocidad moderada.

En el análisis lateral, se puede evaluar utilizando el supuesto de que el riel es una viga continua, tiene las mismas condiciones de apoyo y espaciamiento entre apoyos como el análisis vertical, la única variables es la fuerza lateral = 0,3086 x carga axial.

$$\begin{aligned} \text{Carga máxima por riel} &= 150,1 \text{ kN}, (Q = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 17,000 \text{ kg} \times 9.81 \text{ m/s}^2) \\ &= 150,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Carga máxima lateral axial por riel} = 46.3 \text{ kN}$$

Para más información referente a este punto y la memoria de cálculo de peralte en curvas, ver el anexo C memorias de cálculo.

### 3.3 MEMORIA DE CÁLCULO DEL SISTEMA SONNEVILLE

Cálculos documentados de los siguientes elementos, para los dos tipos de configuraciones de carga y para el espaciamiento de soporte de rieles especificados en los datos de entrada indicados más abajo.

1. Tensiones máximas en rieles bajo la carga vertical del paso de un vehículo
2. Tensiones máximas en rieles bajo la carga lateral del paso de un vehículo
3. Deflexiones máximas en rieles bajo la carga vertical del paso de un vehículo
4. Deflexiones máximas en rieles bajo la carga lateral del paso de un vehículo
5. Tensiones de fatiga máximas en rieles bajo carga vertical
6. Tensiones de fatiga máximas en rieles bajo carga lateral

#### 3.3.1 Cargas

- Cargas verticales de 2 configuraciones de carga de vehículos
- Cargas laterales de 2 configuraciones de carga de vehículos asumiendo una carga lateral en cada rueda debido a fuerzas centrífugas cuando se trate de una curva de radio pequeño más una fuerza de empuje de acuerdo a la norma BS5400 parte 2 8.2.8 (Nosing)

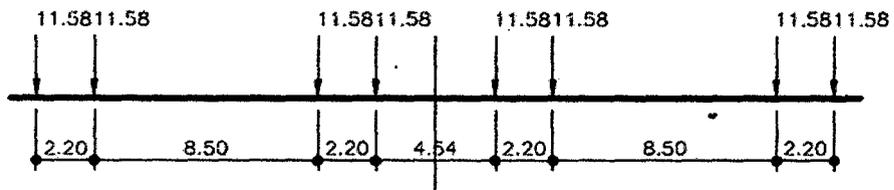
#### 3.3.2 Carga viva de vehículos

Las cargas vivas no deben ser menores a las conformadas por un tren con carros cargados y una con dos carros cargados sobre la locomotora de maniobras.

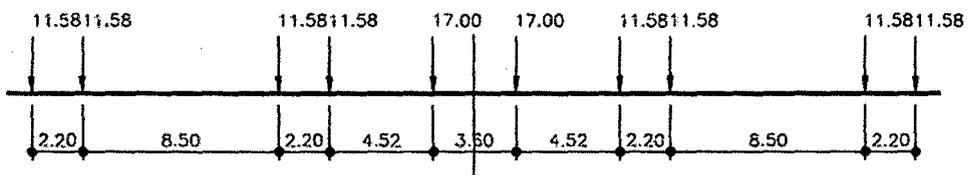
Cada carga debe ser ubicada sobre la estructura en varias posiciones para así determinar los momentos flectores máximos y mínimos.

- Carga máxima de eje de carro cargado: 11.58 Ton = 113,5 KN
- Carga de eje de la locomotora de maniobra: 17.00 Ton = 166.6 KN

### 3.3.3 Caso de carga (a)



### 3.3.4 Caso de carga (b)



### 3.3.5 Detalle de sección del riel

La sección de riel es 115RE – Ver detalle separado en la figura presentada abajo. Se deben realizar reducciones aproximadas en varias propiedades de la sección para la cabeza y la sección lateral del riel.

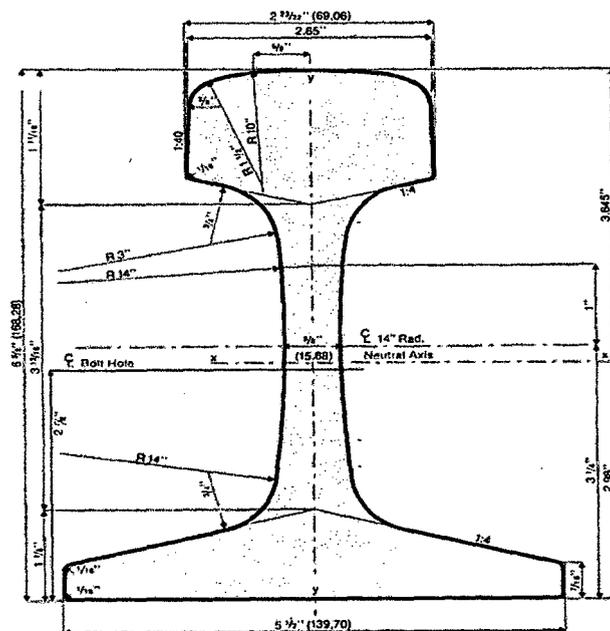


Figura N° 3.8: Sección del riel 115RE

### 3.3.6 Espaciamiento del soporte del riel

El espaciamiento de los bloques Sonneville/LVT para apoyo de los rieles 115RE será de 650 mm, el mismo adoptado para los durmientes en la vía con balasto. Adelante presentamos las verificaciones realizadas.

### 3.3.7 Tensión última del riel

La tensión última del acero de riel es de 960 N/mm<sup>2</sup>

### 3.3.8 Metodología

Bajo la carga vertical producida por el paso de un vehículo, el riel será modelado como viga continua sobre durmientes con sección equivalente utilizando el método de la línea de influencia al aplicar una carga axial en varias ubicaciones tanto verticales como laterales para obtener el máximo momento de flexión. Luego se verificará si la flexión máxima se encuentra dentro de la máxima resistencia a la tracción del riel.

Aunque la sección característica asumida en el software computacional es aproximadamente una sección de la viga, es posible utilizar sólo el valor de salida de momento de flexión y fuerza de corte ya que su valor depende de las características de la sección transversal y se deberá calcular la tensión y deflexión con las actuales propiedades de sección transversal.

La máxima deflexión ocurre en el punto medio del espacio entre apoyos bajo carga axial máxima de 166,6 kN, la cual fue modelada como una viga simplemente apoyada dada las siguientes razones:

El espacio mínimo en cargas axiales es de 2,2 m el cual debe tener al menos 3 apoyos entre 2 cargas axiales, estos contribuyen a su propia deflexión y no se influyen entre ellos.

La tensión de fatiga será calculada a base de la reducción de la sección principal del riel bajo el paso de un vehículo en 120 años de vida útil de diseño, consecuentemente la reducción de la sección de los módulos Z-zz (eje menor) y Z-yy (eje mayor) en ambos ejes para un análisis vertical y lateral.

### 3.3.9 Análisis

A través del análisis, hemos aplicado 2 casos de carga al riel, el caso más crítico fue el de carga (b), es por esto que se evaluará todas las condiciones de espaciamiento utilizando este caso de carga.

Utilizando el método de Línea de Influencia para aplicar una carga (caso b) en varias ubicaciones: 325mm, 455mm, 500mm y 650mm @ espaciamiento de 650mm, se obtuvieron varios valores para el momento de flexión y fuerza de corte. La flexión máxima se produce al aplicar una carga máxima axial de 17 ton. (166,6 kN) aplicado a una distancia de 0,57s (s= espaciamiento de apoyo), la fuerza de corte ocurre a una carga máxima axial de 17 ton. (166,6 kN) aplicada a una distancia de 0,5s. Para considerar la carga dinámica, todas las cargas dinámicas serán incrementadas por un factor de 1.8 que consideraran las fuerzas generadas por la locomotora de rescate a una velocidad moderada.

En el análisis lateral, se puede evaluar utilizando el supuesto de que el riel es una viga continua, tiene las mismas condiciones de apoyo y espaciamiento entre apoyos como el análisis vertical, la única variables es la fuerza lateral = 0,3086 x carga axial.

- Carga máxima axial por riel = 150,1 kN
- Carga máxima lateral axial por riel = 46,3 kN

### 3.3.10 Caso de carga B, espaciamiento = 650 mm

#### Resultados:

Máx. Tensión en rieles bajo carga vertical =  $23,91 N/mm^2$

Máx. Deflexión vertical =  $0,149 mm$

Máx. Tensión de fatiga bajo carga vertical =  $29,89 N/mm^2$

Máx. Tensión en rieles bajo carga lateral =  $34,14 N/mm^2$

Máx. Deflexión lateral =  $0,282 mm$

Máx. Tensión de fatiga bajo carga lateral =  $42,68 N/mm^2$

### 3.3.11 Análisis de Salidas

$$\text{Máx. Momento de flexión} = 7,102kNm$$

$$\text{Máx. Momento de flexión lateral} = 2,185kNm$$

### 3.3.12 Máxima tensión

Tensión de flexión vertical

$$\sigma = \frac{M_y}{Z} = 23,91 \text{ N/mm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 7.102kNm \\ Z = 297 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (\text{eje mayor}) \end{array} \right.$$

$$\sigma = 23,91 \text{ N/mm}^2 < f_u = 960 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow OK$$

Tensión de flexión lateral

$$\sigma = \frac{M_z}{Z_z} = 34,14 \text{ N/mm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 2.185kNm \\ Z = 64 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{array} \right.$$

$$\sigma = 34,14 \text{ N/mm}^2 < f_u = 960 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow OK$$

### 3.3.13 Deflexión máxima

El espaciamiento mínimo entre cargas axiales es 2.2m, con 3 soportes internos. La deflexión máxima es causada por una carga axial máxima de 300,2KN actuando en el punto medio de la luz, y por lo tanto podemos utilizar la ecuación de deflexión para viga simplemente apoyada para calcular deflexión:

Deflexión máxima vertical:

$$\left\{ \begin{array}{l} P = 150,1kN \\ L = 650mm \\ E = 210000 N/mm^2 \\ I_{yy} = 2743 \times 10^4 mm^4 \end{array} \right.$$

$$d_{\max} = \frac{PL^3}{48EI_{yy}} = 0,149mm < d_{\limite}$$

$$d_{\limite} = \frac{650}{360} = 1,87mm$$

$$d_{\max} < d_{\limite} \quad \therefore OK$$

Deflexión máxima lateral:

$$\left\{ \begin{array}{l} P = 46,3kN \\ L = 650mm \\ E = 210000 N/mm^2 \\ I_{zz} = 447 \times 10^4 mm^4 \end{array} \right.$$

$$d_{\max} = \frac{PL^3}{48EI_{zz}} = 0,282mm < d_{\limite}$$

$$d_{\limite} = \frac{650}{360} = 1,81mm$$

$$d_{\max} < d_{\limite} \quad \therefore OK$$

### 3.3.14 Máxima tensión de fatiga

Tensión de fatiga vertical

$$\sigma = \frac{M_y}{Z} = 29,89 N/mm^2 \leq fu \rightarrow ok$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 7.102kNm \\ Z = (80\%) \times 297 \times 10^3 mm^3 = 237,6 \times 10^3 mm^3 \\ [20\% \text{ reducción sección}] \end{array} \right.$$

### Tensión de fatiga lateral

$$\sigma = \frac{M}{Z} = 42,68 \frac{N}{mm^2} \leq f_u \rightarrow ok$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 2.185 kNm \\ Z = (80\%) \times 64 \times 10^3 mm^3 = 51,2 \times 10^3 mm^3 \\ [20\% \text{ reducción sección}] \end{array} \right.$$

### Verificación fatiga

$$n = 43940 \text{ por año} \times 120 \text{ años} = 5,27 \times 10^6$$

Grado de tensión asumida de  $25 \text{ N/mm}^2$ , vida útil de diseño = 120 años, detalles

Clase F, número de repeticiones a la falla  $N=10000000$

De Tabla 8, BS5400 – 10, Cláusula 11.3

$$m = 3$$

$$\sigma_0 = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore \frac{n}{N} = \frac{n}{10^7} \left( \frac{\sigma_r}{\sigma_0} \right)^{(m+2)} \quad \text{donde } \sigma_r \leq \sigma_0$$

$$\Rightarrow \frac{n}{N} = \frac{5,27 \times 10^6}{10^7} \left( \frac{25}{40} \right)^{(3+2)} = 0,05 \leq 1$$

$\therefore OK$

## CAPÍTULO IV

### PROCESO CONSTRUCTIVO DE VIA FERREA

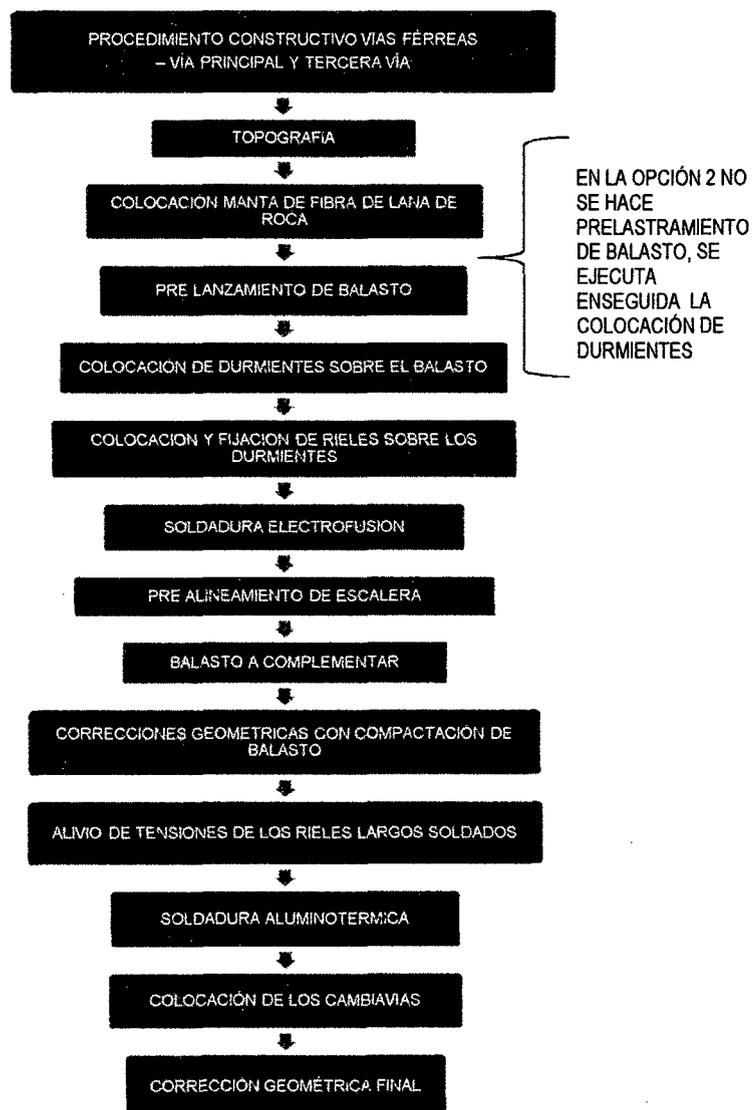
#### 4.1 PROCESO CONSTRUCTIVO DE VIA FERREA PRINCIPAL

##### 4.1.1 Descripción de Actividades:

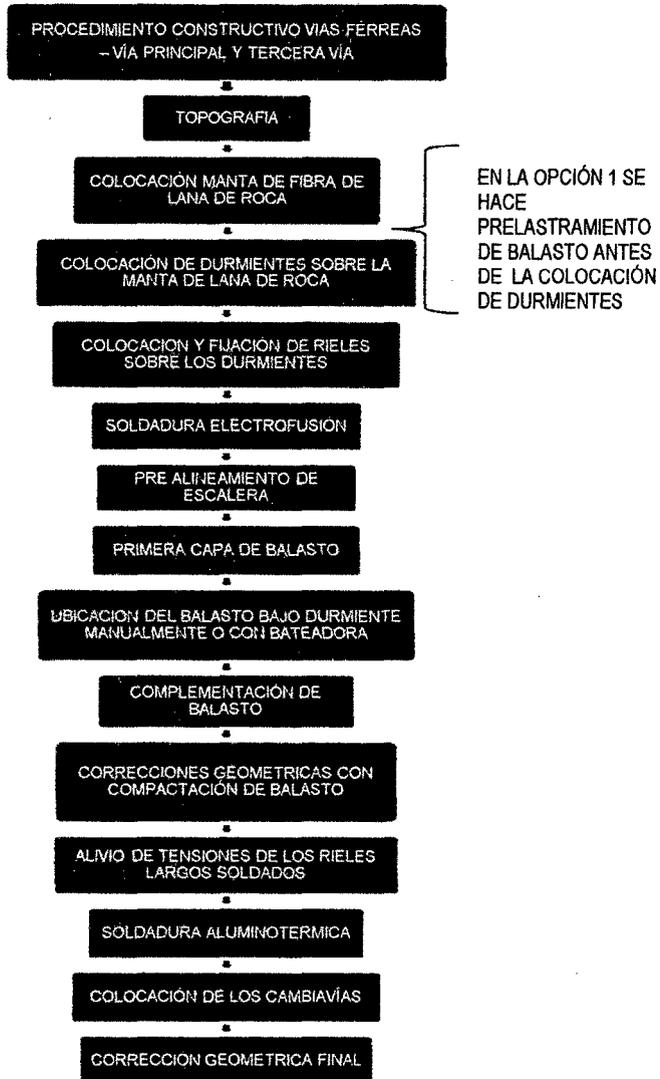
La construcción de la superestructura ferroviaria se puede desarrollar en 2 procedimientos alternativos, ambos validos según el caso, este procedimiento se diferencian según se instalen los durmientes sobre el balasto o directamente sobre la manta de roca (montaje de balasto).

A continuación se presenta el diagrama de las 2 opciones de procedimiento:

##### OPCION 1: INSTALACIÓN DE DURMIENTES SOBRE BALASTO



## OPCION 2: INSTALACIÓN DE DURMIENTES SOBRE MANTA/GEOTEXTIL



### 4.1.2 Topografía

Previo al inicio de las obras, se realizará en el tablero elevado el replanteo topográfico completo de la ferrovía. Los puntos notables del trazo, como los elementos de las curvas horizontales, curvas verticales, hitos intermedios en las tangentes, "benchmarks", etc. serán clara y adecuadamente señalizados, marcándose los puntos de referencia necesarios que permitan una rápida verificación y control geométrico de los trabajos. Será también ubicado un eje paralelo, distanciado convenientemente del eje anteriormente citado, con el objetivo de servir de referencia para el alineamiento y nivelación en las etapas de relleno y nivelación de la vía.

Concluidos los trabajos se efectuará una verificación topográfica final que certifique el cumplimiento del trazo, y, deben marcarse las progresivas del eje del

viaducto en la vía, lo que servirá como ubicación durante la operación del sistema, el pintado de las progresivas se efectuará cada 20 m en tangente y cada 10 m en curva, así mismo se pintarán los puntos notables de las curvas (horizontales).

#### 4.1.3 Colocación de Manta de Fibra de Lana de Roca

Las obras civiles del viaducto deben estar completamente terminadas, esto incluye los tapajuntas en la losa del tablero elevado. Se realizara el barrido de la losa para obtener una superficie libre de toda contaminación e irregularidades. Colocar las mantas directamente sobre la losa del viaducto, sin necesidad de utilizar pegamento o cintas adhesivas.

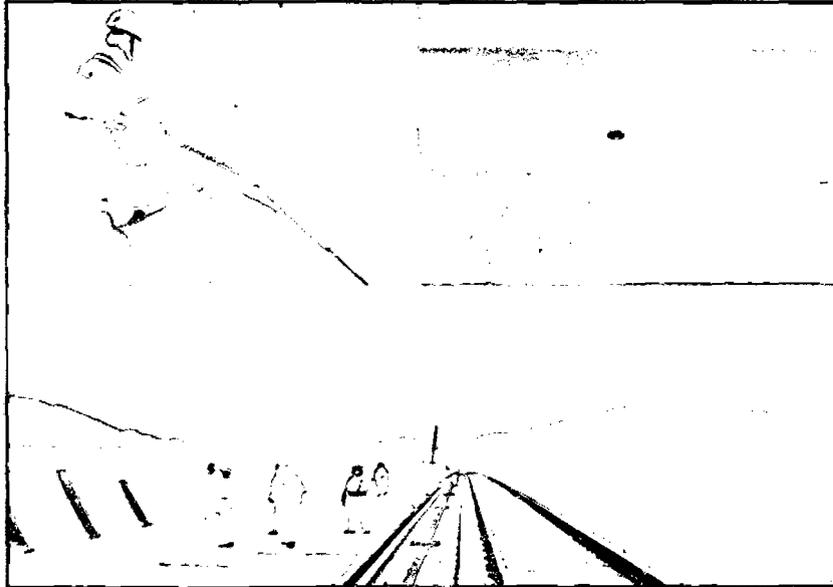


Figura N° 4.1: Distribución de RockBallast de dimensiones de 1.2m x 1.2m

Luego cubrir la manta con el geotextil para la protección de la manta contra la penetración del balasto.

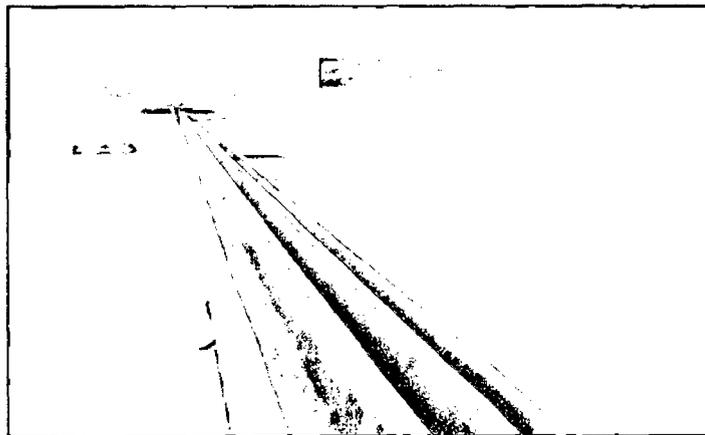


Figura N° 4.2: Colocación del geotextil de protección

#### 4.1.4 Praelastramiento de Balasto

El lanzamiento de la primera capa de balasto es ejecutado posteriormente de la siguiente manera:

- La elevación del balasto puede ser utilizando una faja transportadora desde el nivel de la vía urbana hasta un dâmpper previamente izado hasta el tablero elevado.
- Transporte del balasto sobre el tablero elevado hasta la esparcidora y distribución del mismo en un espesor uniforme de 20 cm. Esta capa de balasto es adensada mediante un rodillo compactador liso sin vibración.

Antes del inicio del lanzamiento de la superestructura serán identificados los puntos donde se emplazará la faja transportadora desde los cuales se realizarán las elevaciones de la grava del balasto. Se deben tomar las precauciones necesarias para evitar la producción de polvo durante la colocación del balasto a fin de no causar molestias a la población urbana adyacente al viaducto.

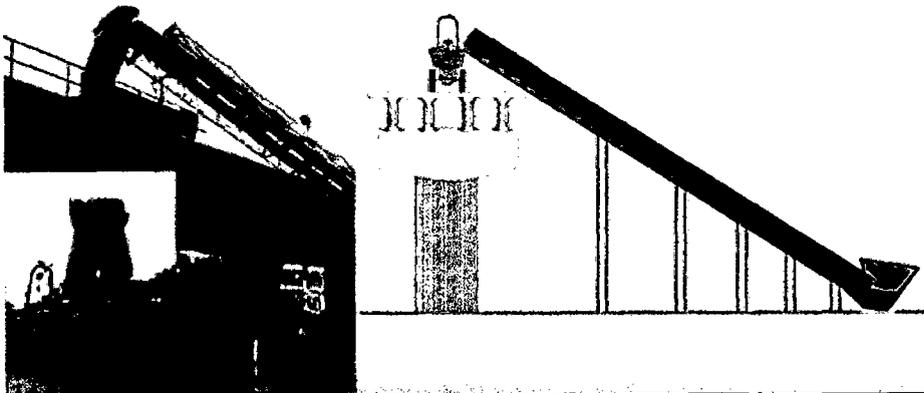


Figura N° 4.3: Pre lanzamiento de Balasto

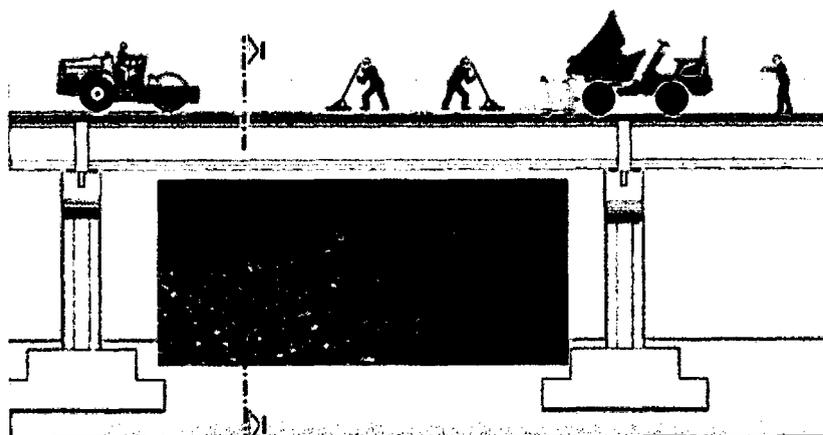


Figura N° 4.4: Distribución de Balasto

#### 4.1.4 Pre lanzamiento de Balasto

El lanzamiento de la primera capa de balasto es ejecutado posteriormente de la siguiente manera:

- La elevación del balasto puede ser utilizando una faja transportadora desde el nivel de la vía urbana hasta un dâmpfer previamente izado hasta el tablero elevado.
- Transporte del balasto sobre el tablero elevado hasta la esparcidora y distribución del mismo en un espesor uniforme de 20 cm. Esta capa de balasto es adensada mediante un rodillo compactador liso sin vibración.

Antes del inicio del lanzamiento de la superestructura serán identificados los puntos donde se emplazará la faja transportadora desde los cuales se realizarán las elevaciones de la grava del balasto. Se deben tomar las precauciones necesarias para evitar la producción de polvo durante la colocación del balasto a fin de no causar molestias a la población urbana adyacente al viaducto.

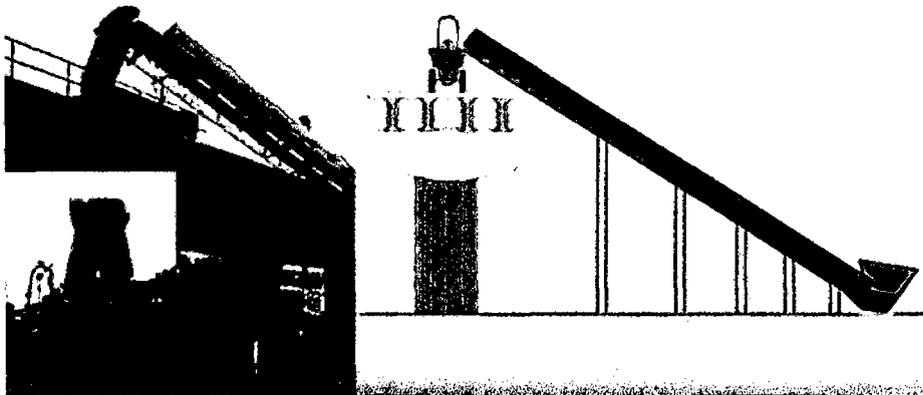


Figura N° 4.3: Pre lanzamiento de Balasto

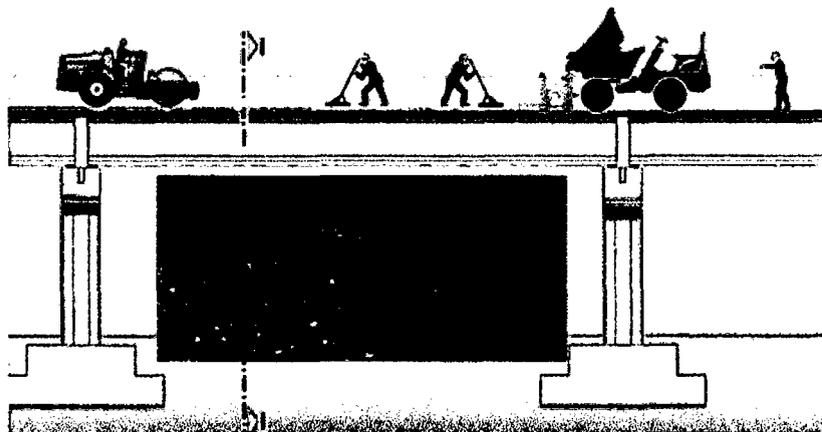


Figura N° 4.4: Distribución de Balasto

#### 4.1.5 Colocación de Durmientes sobre el Balasto

El proceso de colocación de los durmientes será el siguiente:

- El procedimiento de izado de durmientes mediante el empleo de eslingas aprobado y supervisado por el personal del área de seguridad de CTE.
- Con el uso de una grúa de 55 ton. se izarán 20 durmientes por cada tanda, mediante eslingas de 10 m de longitud (Espesor de 4 Capas y capacidad 11 Toneladas).
- Los durmientes serán separados por medio de 02 listones de madera de 3"x3" y 2.5m. de largo. (Peso c/durm.= 180 Kg)
- Se irá izando los durmientes anteriormente posicionados en una de las vías, o directamente de los camiones de transporte ubicados en la vía urbana lateral del viaducto elevado y los colocará sobre la primera capa del balasto ya emplazado.
- Un grupo de trabajadores irá dando el correcto espaciamiento entre los durmientes, cuando sea necesario.
- Se efectuará un control permanente de su instalación verificando espaciamiento y nivelación aproximada.

#### 4.1.6 Colocación de Durmientes sobre la Manta de Lana de Roca

Antes de izar los durmientes se eliminarán los residuos de concreto y cemento.

- Se procederá el izado de los durmientes con eslingas certificadas por el área de CTE.
- Con el uso de una grúa de 55 ton. se izarán 20 durmientes por cada tanda, mediante eslingas de 10 m de longitud (Espesor de 4 Capas y capacidad 11 Toneladas).
- Los durmientes serán separados por medio de 02 listones de madera de 2"x2" y 3m. de largo. (Peso c/durm.= 180 Kg).
- Se irá izando los durmientes anteriormente posicionados en una de las vías, o directamente de los camiones de transporte ubicados en la vía urbana lateral del viaducto elevado y los colocará sobre el geotextil el cual cubre la manta de fibra de lana de roca ya emplazado.
- Un grupo de trabajadores irá dando el correcto espaciamiento entre los durmientes, cuando sea necesario.

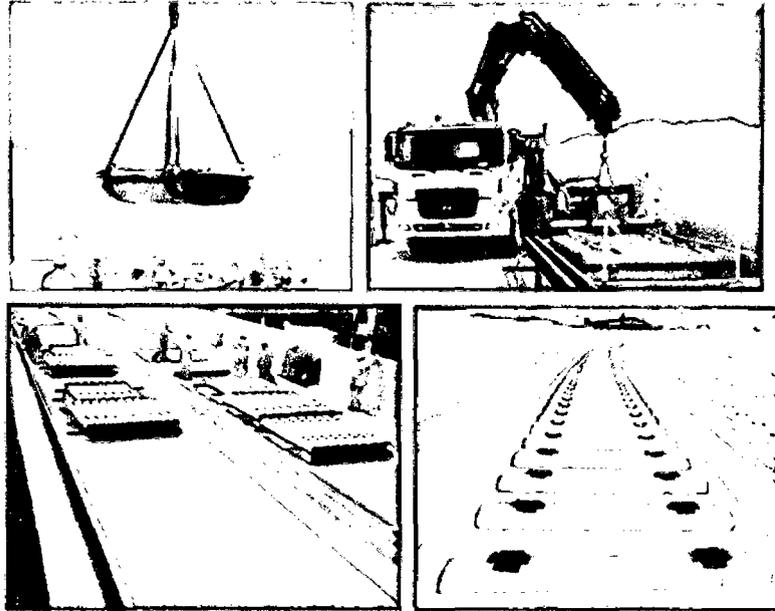


Figura N° 4.5: Traslado y Distribución de Durmientes.

#### 4.1.7 Colocación y Fijación de Rieles sobre los Durmientes

En los cálculos para dimensionamiento de los elementos de la superestructura desarrollados en la etapa de diseño, quedó determinada la utilización del riel de 115Lbs. /yarda. El izado de los rieles con eslingas será certificado por el área de seguridad. El proceso de colocación y fijación de los rieles será el siguiente:

Con el uso de una grúa de 55 ton. Se podrán izar 3 rieles por cada tanda desde las camabajas estacionadas en la vía pública adyacente al viaducto, mediante eslingas de 10 m de longitud (Espesor de 4 Capas y capacidad 11 Toneladas). Los rieles serán depositados directamente sobre la canaleta central del viaducto ó sobre los durmientes ya instalados (Peso c/riel= 1368 Kg).

Para efectuar este procedimiento con seguridad, se deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- Eslinga 4"x10m. largo de 4 capas con capacidad de carga vertical 11 ton (Capacidad De Carga inclinada a 66° le corresponde 10.05ton, de acuerdo al ángulo descrito). Y capacidad de carga en U de 22.00 ton, según Normas ANSI 30.9.
- Las eslingas estarán registradas y contarán con certificado vigente.
- Las eslingas serán verificadas diariamente y antes de empezar las actividades, que no tenga rasguños en los bordes; si este fuera el caso se reemplazará inmediatamente.

La posición de las eslingas queda determinada por la siguiente figura:

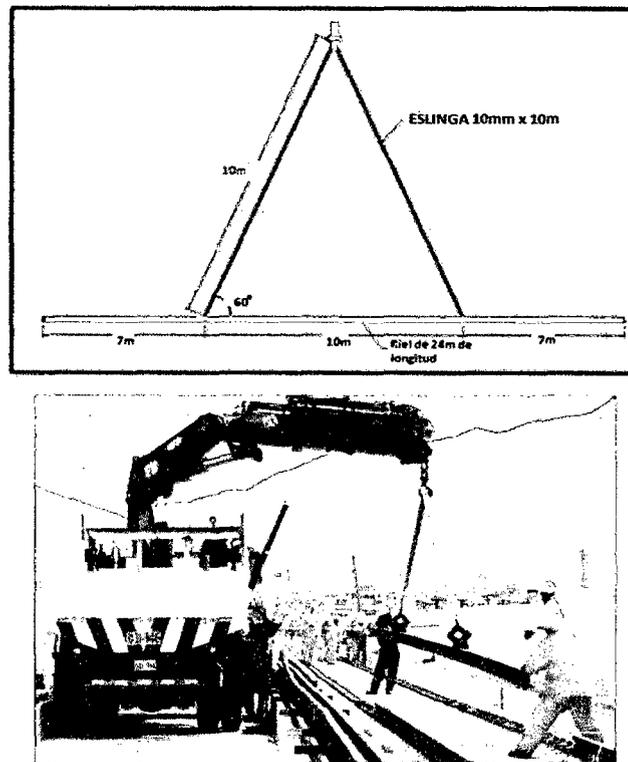


Figura N° 4.6: Posición de Eslingas para izado de rieles

- Seguidamente se procede a ejecutar la fijación de los rieles a los durmientes para lo cual está previsto un equipo específico. Se distribuyen las almohadas, aisladores y clips elásticos en cada durmiente dentro de una proporción correcta de consumo. Los clips elásticos Pandrol serán aplicados con las herramientas apropiadas. Sigue el montaje de eclisas provisionales en las juntas.
- La utilización de eclisas en esta fase permitirá que los trenes de servicios puedan desplazarse con seguridad, hasta un máximo de velocidad de 20 km/h, mientras se hagan las soldaduras. Las eclisas serán eliminadas cuando se suelden los rieles.
- La calidad de los rieles y de todos los elementos de fijación será certificada por el fabricante con los protocolos de los ensayos correspondientes.
- La colocación de los rieles y su fijación serán controladas permanentemente de modo que se verifique una adecuada y completa colocación de todos los elementos de fijación.

- Se llevará un registro de trazabilidad de los rieles en el que se consigne número, lote y lugar de colocación en la vía.

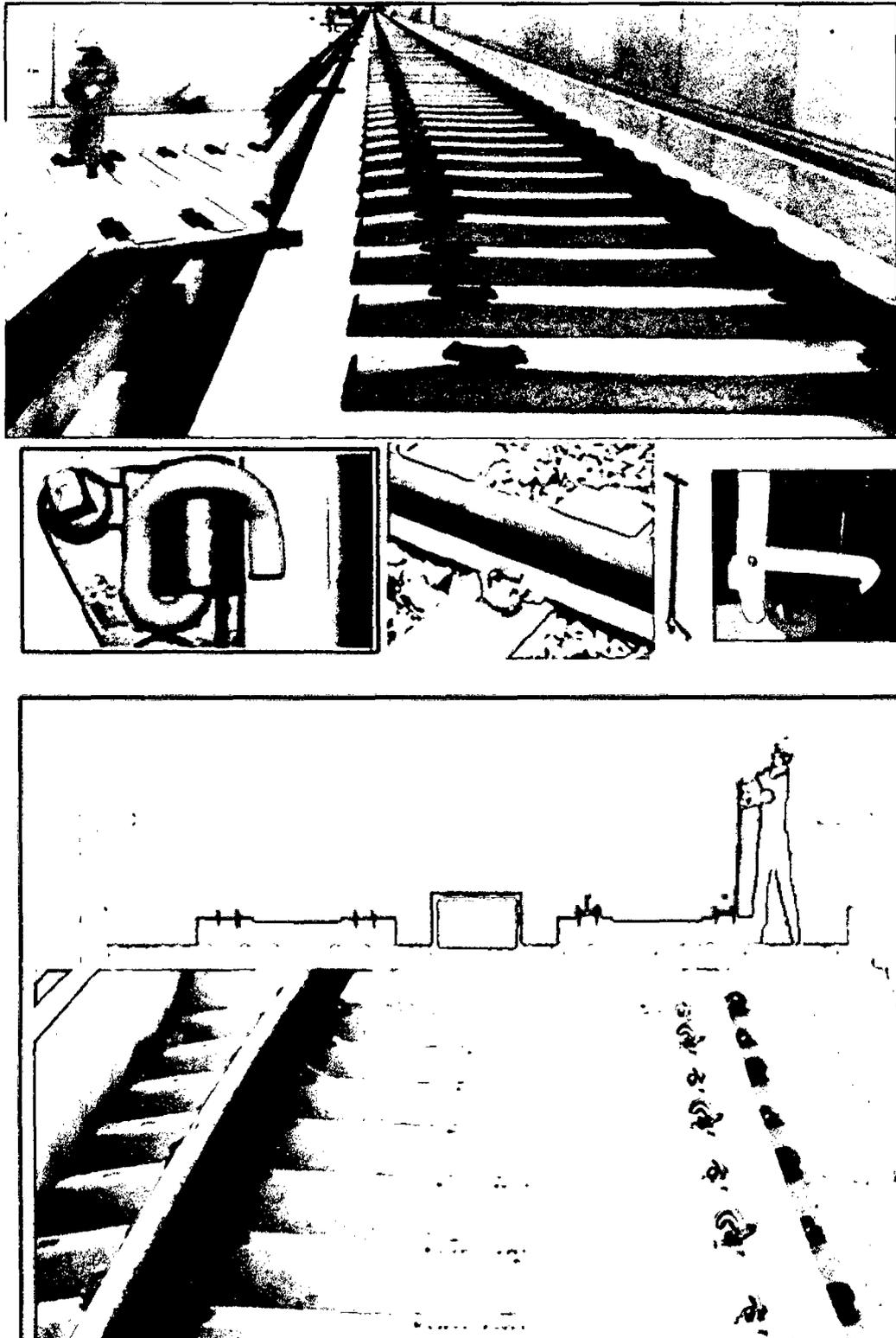


Figura N° 4.7: Trabajo de Fijación de rieles

#### **4.1.8 Soldadura de Electrofundición**

La soldadura de electrofundición se efectuará de acuerdo con la Especificación Técnica que se adjunta en el anexo C.

Las juntas de los rieles serán alternas, la distancia mínima entre juntas será de 6m en vía principal y 3ra vía, y de 4m en patio de maniobras.

El procedimiento es el siguiente:

##### **Preparación de los rieles para la soldadura por electrofundición:**

- ✓ Esmerilar el patín del riel entre 10 y 25 cm de largo desde el extremo de cada riel, eliminando todo el óxido.
- ✓ Esmerilar el tope y la cabeza del riel entre 10 y 25 cm de largo desde la punta de cada riel para eliminar todo el óxido.
- ✓ Este esmerilado se realiza para obtener un contacto uniforme del electrodo de la máquina de soldadura con la parte superior de la cabeza de los dos rieles, de modo que la corriente de soldadura fluya con resistencia mínima, lo que garantiza una soldadura perfecta.
- ✓ Se colocarán mantas/bandejas para evitar la contaminación del balasto con el metal de esmerilado.

##### **Ejecución de la soldadura de los rieles:**

- ✓ Se colocarán bandejas para evitar la contaminación del balasto o el geotextil por el chisporroteo y los residuos de la soldadura.
- ✓ Se hará funcionar el grupo hidráulico.
- ✓ Conectar la máquina de soldadura.
- ✓ Consultar el programa seleccionado en la máquina de soldar, y ver la compatibilidad con el tipo de riel.
- ✓ Controlar y ajustar si es necesario la presión del sistema hidráulico en el grupo.
- ✓ Alinear, nivelar y verificar la separación de los rieles.
- ✓ Comenzar a soldar activando la tecla de inicio del panel.

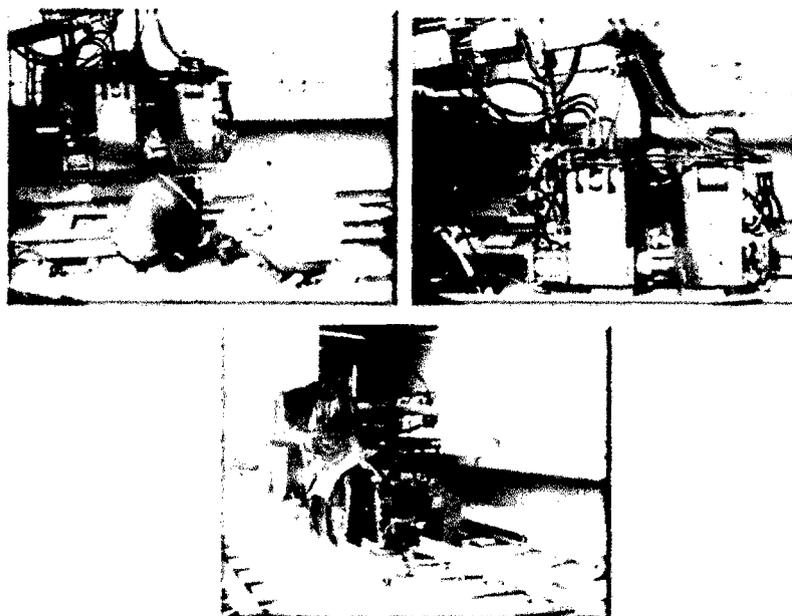


Figura N° 4.8: Ejecución de soldadura electro fusión

#### **Enfriamiento e Inspección:**

Posición de la soldadura para la inspección utilizando controladores de unidad de rodillos motorizados y empujadores.

Los límites admisibles son:

- ✓ Deformaciones horizontales: 0 a 4 mm.
- ✓ Deformaciones verticales: 0 a 4 mm.
- ✓ Mala alineación superior  $\leq 1$  mm.
- ✓ Depresión.



Figura N° 4.9: Enfriamiento de la soldadura electro fusión

#### **Ejecución del acabado:**

- ✓ Colocar la regla en la soldadura para identificar lo que necesita ser arreglado

- ✓ Los límites admisibles son de acuerdo al punto 3.2 Control Geométrico (a y b) de este documento.
- ✓ Soltar el riel para esmerilar el patín.
- ✓ Verificación de la geometría de la soldadura.
- ✓ Coloque la piedra de amolar en la base de la región de la soldadura.
- ✓ Arrancar el motor de Rectificadora.
- ✓ Sostener la piedra de amolar en la base de la soldadura (patín del riel) poco a poco, lanzando chispas, hasta mantener la perfecta simetría de los rieles.
- ✓ Parar el motor y soltar la soldadura.
- ✓ Inspeccionar visualmente el acabado de la soldadura.
- ✓ Comprobar la geometría con colocación de la regla en la soldadura semi acabado y tomando nota de las condiciones generales de soldadura en bruto, asegurando la mejor posición para comenzar a esmerilar la parte superior y los lados del riel, sobre todo si hay pequeñas deformaciones en la soldadura dentro de parámetros aceptables.
- ✓ Coloque la piedra de amolar en la región de soldadura y arranque el motor.
- ✓ Iniciar la molienda lentamente (acabado) desplazando la máquina en la dirección longitudinal del riel en movimientos repetitivos de ida y vuelta. Moler la soldadura sólo para obtener la simetría ideal para la región esmerilada, la nivelación de la superficie de la soldadura y el riel.
- ✓ Apagar la máquina de esmerilar/moler.
- ✓ Inspeccionar la soldadura con la regla, y, si es necesario, volver a completar el esmerilado eliminando la irregularidad de la simetría, para obtener el resultado deseado.
- ✓ Después de terminar el acabado de la soldadura, ejecutar la liberación del riel y proceder con la soldadura del próximo riel.

#### **4.1.9 Pre Alineamiento de Escalera**

Se hará el pre-alineamiento de la escalera del ferrocarril utilizando el equipamiento Track-Lifting Slewing Machine Geismar RV-100, observándose las marcaciones topográficas. Con el uso de este equipo en la ejecución del pre-alineamiento se ahorra tiempo en la actividad de corrección geométrica y también se gana en calidad.

Se presentará y verificara las planillas topográficas con los datos del pre alineamiento.

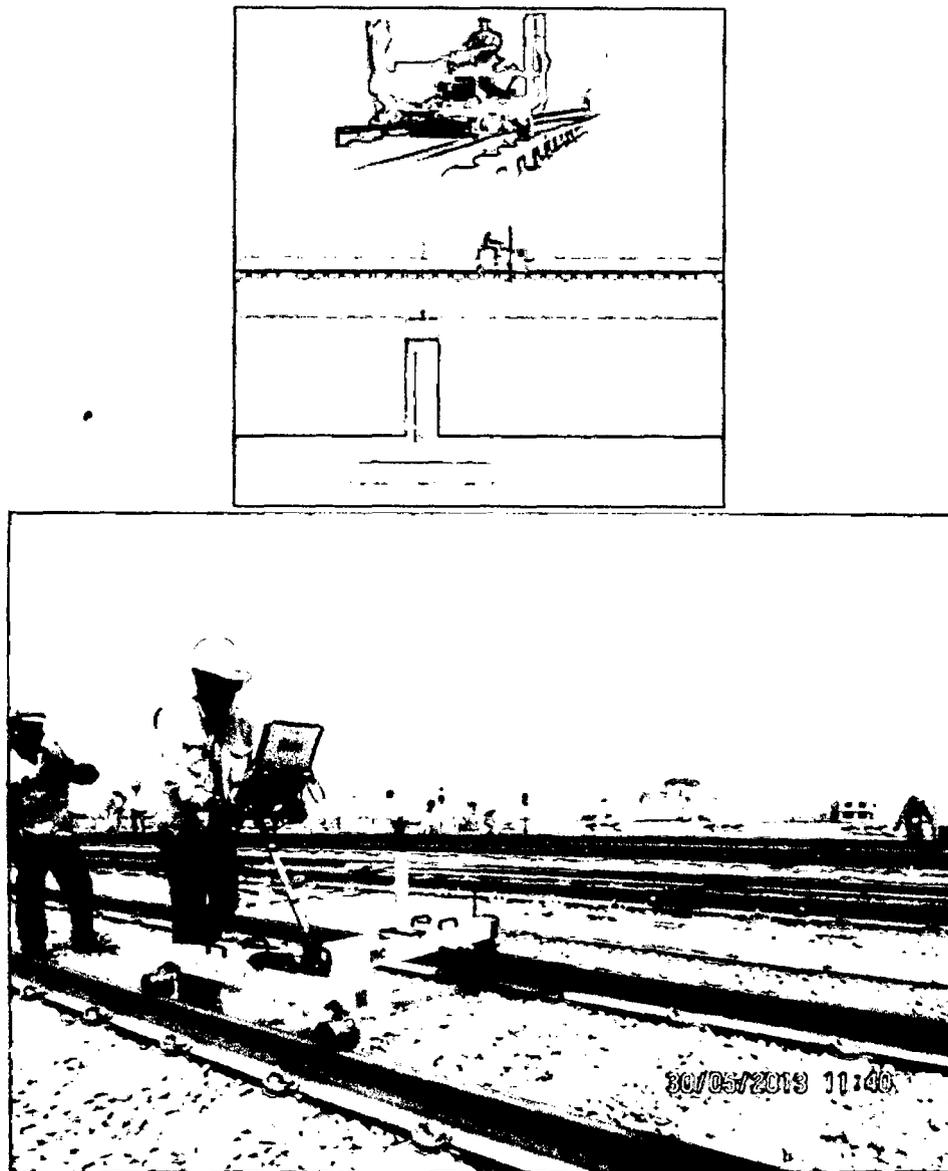


Figura N° 4.10: Trabajo de Pre alineamiento

#### 4.1.10 Balasto a Complementar

Para completar el balasto hasta los niveles definidos por el proyecto, serán utilizados los vagones Hopper dotados de compuertas para las descargas laterales y centrales. Estos vagones serán movilizadas por una locomotora de servicio.

El carguío del material a los vagones será realizado a través de la faja transportadora como se indica en el ítem 4.1.4 por medio de un cargador de

neumáticos a partir del acopio del balasto a ser mantenido en el extremo de la vía ya construida.

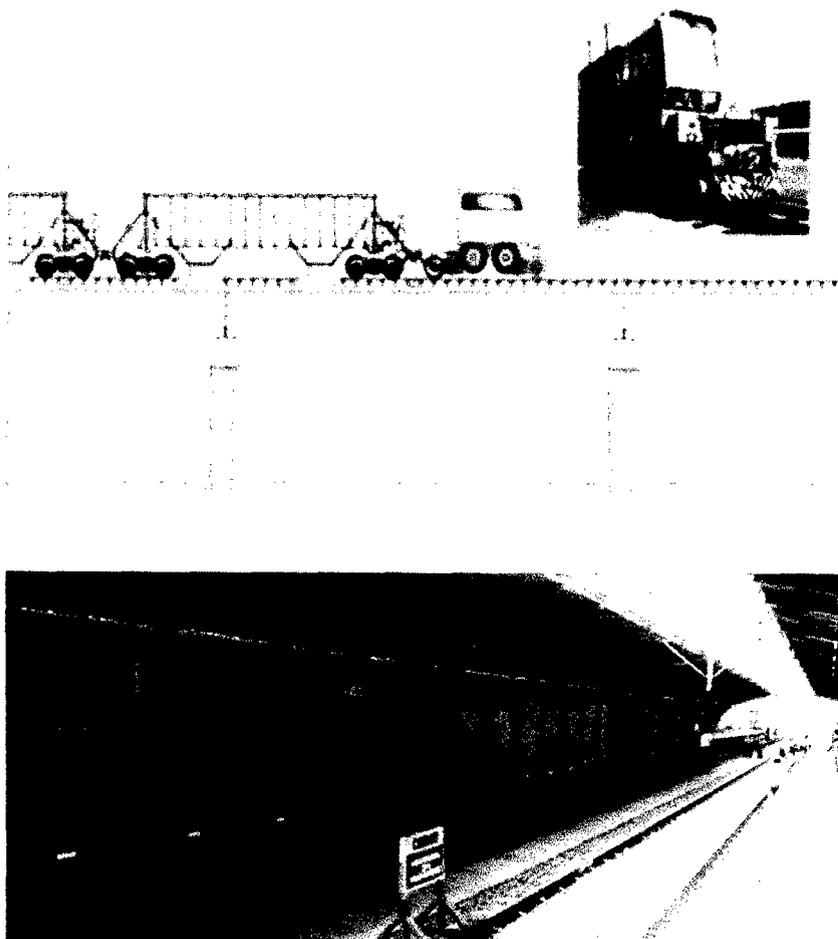


Figura N° 4.11: Descarga de Balasto

#### 4.1.11 Primera Capa de Balasto -Opción 2

El balasto será elevado desde el nivel de la vía urbana o de patio de maniobra hasta los vagones tipo Hopper dotados de compuertas para las descargas laterales y centrales. Estos vagones serán movilizados por una locomotora de servicio.

Los vagones Hopper serán los encargados de distribuir el balasto a lo largo de la línea. El balasto podrá ser elevado hacia al viaducto por medio de una faja transportadora de balasto. Antes del inicio del lanzamiento de la superestructura serán identificados los puntos donde se emplazará la faja transportadora desde los cuales se realizarán las elevaciones de la grava del balasto. Se deben tomar las precauciones necesarias para evitar la producción de polvo durante la

colocación del balasto a fin de no causar molestias a la población urbana adyacente al viaducto.



Figura N° 4.12: Colocación de Balasto

#### **4.1.12 Colocación del Balasto bajo Durmiente**

Se colocará balasto hasta la altura del tope de riel por medio de los carros Hopper. Se efectuará un primer levante en forma manual de aproximadamente 20 m utilizando gatas carrilanas, hasta una altura de 120 mm de balasto por debajo del durmiente.

Con la bateadora se efectuara pasadas sucesivas hasta lograr las cotas del proyecto; la altura máxima de una pasada de bateadora será de 80 mm, las tres últimas pasadas de la bateadora tendrán una altura de levante de 20 mm como máximo.

#### **4.1.13 Complementación del Balasto - Opción 2**

El balasto será elevado desde el nivel de la vía urbana o de patio de maniobra hasta los vagones tipo Hopper dotados de compuertas para las descargas laterales y centrales. Estos vagones serán movilizadas por una locomotora de servicio.

Los vagones Hopper serán los encargados de distribuir el balasto a lo largo de la línea. El balasto podrá ser elevado hacia al viaducto por medio de una faja transportadora de balasto. Antes del inicio del lanzamiento de la superestructura serán identificados los puntos donde se emplazará la faja transportadora desde los cuales se realizarán las elevaciones de la grava del balasto.

Se deben tomar las precauciones necesarias para evitar la producción de polvo durante la colocación del balasto a fin de no causar molestias a la población urbana adyacente al viaducto.

#### **4.1.14 Correcciones Geométricas con Compactación de Balasto**

Para la distribución homogénea del balasto descargado en la operación anterior se utilizará una reguladora, posibilitando el trabajo de la bateadora, alineadora y niveladora automática. Se ha previsto las pasadas necesarias de este equipo levantando como máximo 40 mm en cada pasada y en la última no más de 20 mm. En esta operación, la vía quedará definitivamente ubicada (dentro de las cotas y tolerancias del proyecto) a través de sucesivas pasadas del equipo de bateo. Para la compactación del balasto en los laterales del durmiente se utilizará la bateadora manual.

Concluida esta operación se podrá permitir el movimiento de los trenes de servicio hasta con una velocidad máxima de 40 Km/h.

Para un posterior mantenimiento de las vías, se marcará con pintura la progresiva del eje del viaducto en un lugar visible y adecuado para su reconocimiento. El equipo de topografía hará la verificación del alineamiento y nivelación final de la vía, emitiendo el protocolo de conformidad geométrica.

Se podrá utilizar equipos de medición de vía para verificar el alineamiento y nivelación.

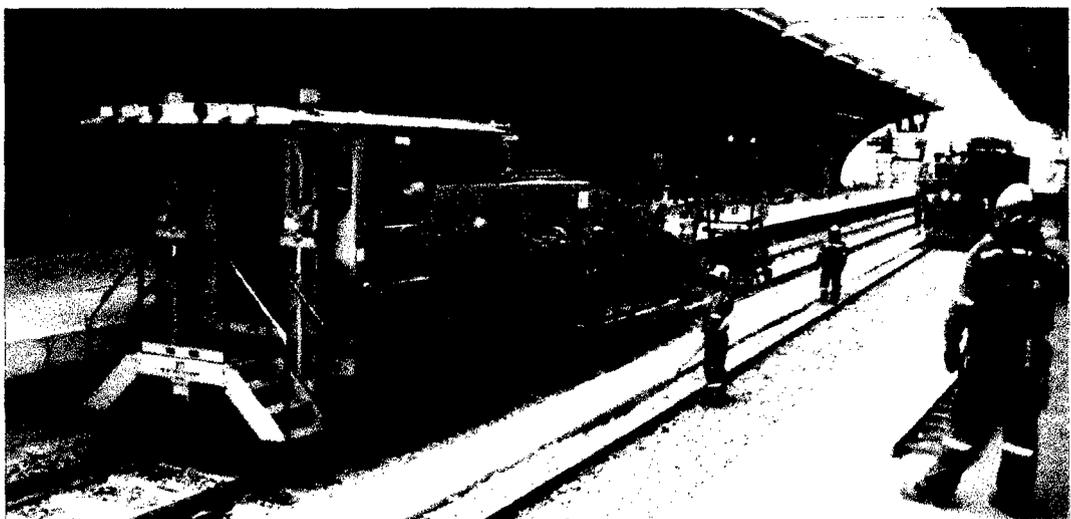


Figura N° 4.13: Corrección geométrica y compactación de balasto

#### 4.1.15 Alivio de Tensiones de los Rieles largos Soldados

En la construcción de nuevas ferrovías es inevitable el surgimiento de tensiones en los rieles colocados durante el proceso constructivo. Esto sucede por la dilatación resultante de la variación de temperatura durante la jornada de trabajo y por la alteración de su posición dada en el proceso de alineamiento y nivelación. Es importante la liberación de estas tensiones, de modo que los rieles largos soldados sean fijados a los durmientes con un rango de temperatura neutra con tensión controlada, de tracción o compresión.

La temperatura neutra definida por AATE es de 29°C. Para el alivio de tensiones la fijación se soltará y se colocarán rodillos debajo de los rieles. Con un martillo de bronce se golpeará en los rieles para la distribución y alivio de tensiones. Serán entonces fijados nuevamente, esta vez dentro del rango de temperatura neutra. Luego se ejecutará la soldadura de cerramiento por proceso aluminotérmico, haciendo la vía continua.

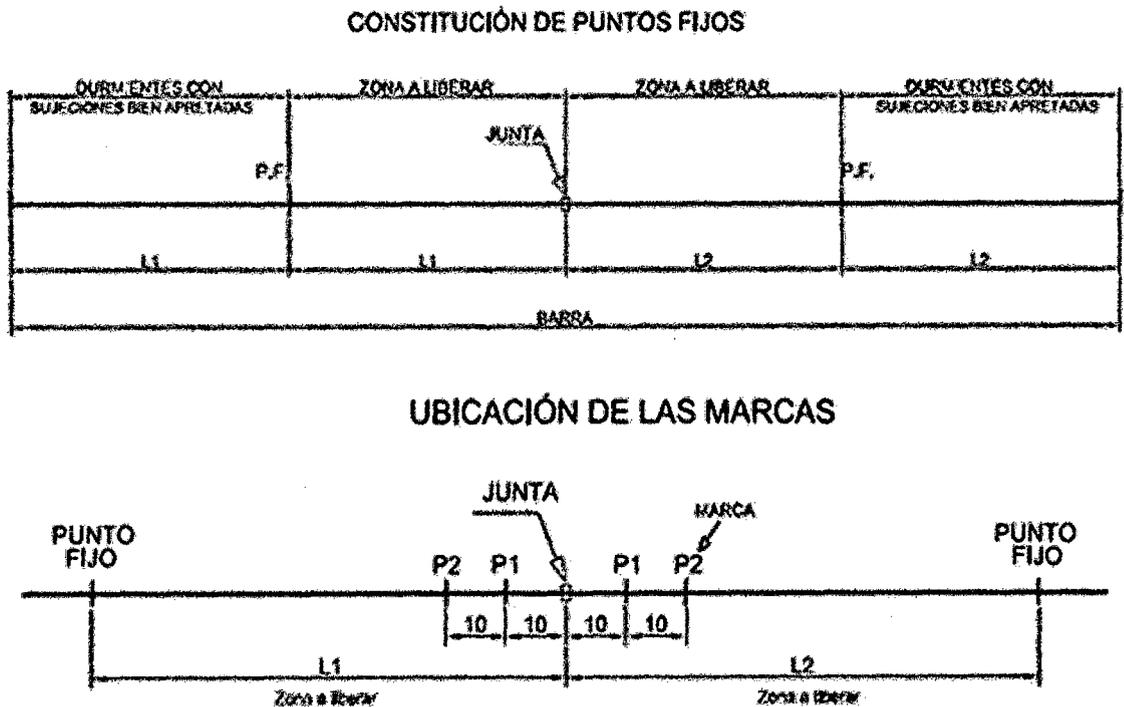


Figura N° 4.14: Alivio de tensiones en rieles soldados

#### **4.1.16 Soldadura Aluminotermica**

Se efectuara de acuerdo a la especificación Técnica que se adjunta en el anexo C. Las juntas de los rieles serán alternas, la distancia mínima entre juntas será de 6m en vía principal y 3ra vía, y de 4m en patio de maniobras.

En el caso de las juntas que corresponden a la unión de las vías con los cambiavías estas estarán frente a frente, por consideraciones del diseño de los cambiavías.

El procedimiento es el siguiente:

Asegurarse que cuenta con todo lo necesario para llevar a cabo el trabajo.

##### **Preparación de la junta a soldar:**

Separar los durmientes si es necesario 10cm desde el borde del riel al borde del durmiente.

Desmontar las fijaciones en 2 o 3 durmientes en cada lado de la junta (más si se trata de una curva, dependiendo de su radio).

Desoxidar por flameo con soplete y limpie con el cepillo de alambre unos 10 a 15 cm hacia atrás de las puntas del riel para eliminar oxido, grasa, pintura y cascarillas de laminado.

Revisar las puntas de los rieles por si están golpeados o si existen dobleces o deformaciones. Verificar si existen grietas en las puntas de los rieles y barrenos.

##### **Ajuste de la junta:**

Deben considerarse cuatro parámetros para el ajuste de la junta que se soldara: cala, alineación horizontal, alineación vertical y torsión. Este ajuste es especialmente importante puesto que determina la calidad dimensional de la soldadura y su vida útil. Para ajustar la junta utilizar los caballetes de nivelación.

Evitar todos los golpes que puedan dañar al riel durante las operaciones de ajuste.

##### **Cala de soldadura**

Es el espacio entre los dos rieles que se soldarán. Esta cala debe ser de 25 mm  $\pm$  2 mm (1"  $\pm$  1/16"). Esta dimensión debe medirse con una galga o una cinta métrica en ambos lados del riel, en el hongo del riel y la base; de esta manera se obtienen cuatro mediciones.

Los valores límite de las cuatro dimensiones tomadas deben encontrarse conforme al marco de tolerancia determinado anteriormente ( $25 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$  ó  $1" \pm 1/16"$ ). La cala debe permanecer constante durante la operación. Utilice los tensores de rieles para mantener la cala adecuada, si es necesario.

Con el fin de obtener este valor ( $25 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$  ó  $1" \pm 1/16"$ ), puede ser necesario cortar los rieles. En este caso, utilizar solamente una cortadora de rieles. Soldar directamente sobre cortes ejecutados con soplete es estrictamente prohibido.

Si los cortes no son completamente perpendiculares, entonces no podrá obtenerse la tolerancia correcta); No se recomienda cortar los rieles con soplete, esto puede ocasionar micro fisuras. Si las puntas ya se han cortado con soplete, siempre córtelas de nuevo con una cortadora siguiendo las instrucciones de su compañía.

Las puntas de rieles dañadas (rebabas, muescas, defectos, deformidades en la superficie, cortes previos con soplete, etc.) deben volverse a cortar si el daño se encuentra aislado dentro de un área pequeña. Si el daño no es pequeño (es decir, si se extiende sobre una longitud significativa del riel), consulte a la persona que se encuentra a cargo del sitio. Algunas veces puede ser necesario cortar un pequeño tramo de cada riel para eliminar el defecto de la punta del riel y mantener una distancia adecuada de los barrenos.

### **Ajuste vertical**

Antes de soldar, las puntas de los rieles deberán tener una flecha, para que cuando la soldadura se enfríe, la soldadura no se baje.

### **Alineación horizontal**

La alineación deberá medirse en el lado interno del riel.

### **Torsión de los rieles**

- Deben verificarse ambos rieles por torsiones.
- Verifique la superficie interna en el lado interno del hongo del riel y la base del riel interno.
- Deben estar nivelados o rectificadas con respecto a la regla y/o alma.

## Colocación de los moldes

Para colocar los moldes, proceder de la siguiente forma:

- Verificar el estado de los moldes, limpie la arena suelta. Con una lima.
- Colocar y centrar sobre la cala la prensa porta molde.
- Colocar cada placa lateral sobre su mitad de molde.
- Colocar la mitad de un molde (centrado verticalmente en relación con la cala y la galleta).

Mantener colocada esta mitad de molde con la ayuda de su mano.

- Colocar en su lugar la segunda mitad de molde, ajustar y centrar. Las dos mitades de molde no deben de estar desnivelado uno al respecto del otro.
- Terminar el centrado del conjunto de las dos mitades de molde. Apretar la prensa.
- Controlar que el trabajo no haya provocado caída de arena en el interior del molde. Si es necesario, hay que limpiarlo. Esta operación será imposible después de la colocación de la galleta de fondo (siguiente etapa).
- Colocar la galleta en la placa de fondo. Colocar alrededor de la galleta pasta Fusal, la cual debe de quedar al ras de la galleta (nunca la pasta debe de rebasar la superficie de la galleta).
- Colocar el conjunto galleta y placa de fondo sobre el patín del riel al lado de los moldes, centrar bien la galleta, y marcar con una pluma, marcador u objeto duro los cuatro puntos de intersección con el patín del riel. Posicionar el conjunto abajo del molde, enganchar la placa de fondo, agarrar las palancas en cada mano y al mismo tiempo, gírelas asegurándose que la galleta se coloca bien centrada ayudándote con las marcas hechas anteriormente.

## Sellado de moldes

El sellado forma un sello entre el riel y los moldes. Un riel alineado inadecuadamente o moldes mal alineados incrementan las posibilidades de fuga debido a un sellado inapropiado.

Aplicar uniformemente con la mano la pasta Fusal alrededor del perfil completo del riel, incluyendo la parte inferior de la base. Lo más importante es la calidad de la aplicación adecuada de pasta en las uniones durante la primera pasada.

No dejar que los moldes sellados estén sin usar durante más de 10 minutos. Después de sellar, colocar la cubeta de corindón sobre el riel, debajo del hueco de vaciado del molde. Colocar una pequeña cantidad de pasta en el saliente del hueco de vaciado. Coloque 25 mm (1") de arena seca en la cubeta de corindón.

### **Precaentamiento**

El precaentamiento constituye una operación de gran importancia. Su función reside en la eliminación de humedad residual de los moldes y en un aumento de temperatura tanto en los rieles como en los moldes.

Es importante revisar la presión de Propano (APP) antes de realizar cada precaentamiento.

- Colocar el precaentador de manera que esté bien en el eje de la mazarota cuidando de no deteriorar el interior de los moldes con el pico (evitar caída de arena). La parte inferior del pico se coloca por encima de la superficie de rodamiento del riel a la altura de la parte superior del tapón (generalmente, hasta que toque el tubo la parte superior del molde).
- Poner en marcha el Grupo de Precaentamiento Dragón-(G, E o H) y ajustar la presión de aire a 3.5 PSI (0.25 Bar). Para ajustar la presión, se debe de tener la llave del lado de la manguera totalmente abierta (paralela al tubo) y mueve la otra llave (lado escape de aire) hasta tener la presión requerida.
- Se puede prender la flama con un encendedor de mango largo, un encendedor de chispas, o con la antorcha. En el caso de utilizar la antorcha, ésta se debe de impregnar con gas y encender. Cuando se opta por un encendedor de chispas, se debe girar el pico hacia un lado del molde y dejarlo así inclinado y se recomienda abrir el propano a 6 lb, 7 lb o más si es necesario para facilitar el encendido (cuidar de no soltar demasiado gas lo que podría causar una grande flama y quemaduras personales).
- Esperar unos segundos hasta tener un punto "caliente" en el molde par que se mantenga la flama.
- Volver a girar el pico para ponerlo en posición vertical.
- Bajar el propano hasta tener una flama de aproximadamente 15 cm de longitud por encima del molde y con un zumbido continuo. El color dentro

del molde no debe ser ni azul ni negro pero si blanco (luminoso). Normalmente la presión se encontrará entre 4 y 6 lb.

- Empezar a medir el tiempo.

### **Colocación del Tapón**

Aprovechar del precalentamiento para calentar ligeramente el tapón. Esto se puede obtener dejándolo sobre el molde al lado de una pipa sin obstruirla.

Una vez que se ha completado el precalentamiento, retire el calentador de los moldes, asegurándose de no dañar las paredes internas de los moldes. Coloque el tapón calentado en los moldes y presione con cuidado, no pegue.

No perder el tiempo entre la terminación de precalentamiento y el inicio de la reacción.

### **Preparación de un crisol nuevo**

Existen 2 tipos de crisoles CS, con y sin funda. El crisol sin funda se coloca dentro de una funda reutilizable utilizando dos (2) panes de pasta para asentarlos. La pasta debe de ser bien compacta y uniforme.

### **Preparación con flama:**

Prender la flama en el crisol y mantenerla hasta que el fondo se ponga rojo y que ya no haya escape de vapor. El tiempo de la operación es aproximadamente de 20 minutos. Antes de que proceda a hacer la primera soldadura, hay que dejar enfriar el crisol lentamente durante una media hora.

Colocar una boquilla de destape automático y vacíe, como si fuera a soldar, una carga de soldadura especial o de recuperación (pero seca) y proceder a hacer una colada en una cubeta de corindón llena de arena seca (asegúrese de no dejar correr el metal en el balasto pues puede dañar cables eléctricos). Voltear el crisol sobre su extensión y dejarlo secar así durante al menos una media hora antes de utilizarlo.

### **Colada**

#### **Centrado del crisol**

El crisol está colocado en su lugar ajustado sobre su soporte. La distancia entre el fondo del crisol y la parte superior del molde es de 25 a 30 mm. La colada se

efectúa en el centro del tapón. Durante el transcurso de la preparación de la soldadura, asegúrese que el crisol este siempre en el eje del riel.

#### **Durante el precalentamiento del molde:**

- Colocar la boquilla de destape automático en el fondo del crisol y asentarla con la ayuda de la varilla universal. La boquilla de destape automático sirve una sola vez y se debe de remover unos minutos después de la colada.
- Colocar el crisol sobre su soporte y vaciar el polvo refractario alrededor de la boquilla dejando por fuera 1 cm del tubo de aluminio. El propósito de esta operación es de asegurar la impermeabilidad entre la boquilla y el crisol para proteger su fondo.
- Vaciar la carga en el crisol. Es muy importante de utilizar exclusivamente la carga que viene en el kit. Nunca mezclar los componentes de 2 kits diferentes (nunca tomar una carga en un kit, el molde en otro, la boquilla de un tercero, etc.)
- Nunca utilizar una carga de soldadura con pérdida de material o tener un orificio en la bolsa. No agregar nada. Nunca mezclar dos cargas de soldadura.

#### **Reacción**

- Una vez concluido el precalentamiento, colocar el tapón cómo indicado en la sección 2.07.1 dedicada al precalentamiento.
- Voltear el crisol por encima de los moldes. Es indispensable que el crisol este bien centrado en el eje del molde y del riel (El centro de la boquilla apuntando al centro del tapón).
- Prender la carga con un Elemento de Ignición insertado en el centro de la carga y cubrir el crisol con su tapa.
- Se desarrolla la reacción en pocos segundos y la colada se efectúa automáticamente después del final de la reacción. Cuando los moldes estén llenos, el corindón en exceso fluirá dentro de la cubeta de corindón.
- Mientras se está llevando a cabo la reacción y la colada del material aluminotérmico dentro de los moldes, todo el personal debe permanecer alejado del área, hasta la conclusión del contenido o la solidificación del material líquido.
- Rociar arena seca en la parte superior de los moldes y en la parte superior del corindón en la cubeta.

### **Retiro de la cubeta de corindón.**

Retirar la cubeta de corindón después de no menos de 3 minutos de haberse completado la colada. Seleccionar un lugar seco antes de quitar la cubeta de corindón. Usando guantes, tomar la cubeta de corindón y manteniéndola siempre nivelada, transportarla y colocarla en un lugar seco.

Nunca voltear ni colocar la cubeta de corindón o sus contenidos en tierra mojada o congelada, hielo o en agua. Nunca arrojar una cubeta de corindón o sus contenidos. Si no existe un lugar seco, colocar la cubeta de corindón en una placa de metal.

El metal caliente o corindón que se ponga en contacto con la humedad puede ocasionar una explosión.

### **Retiro del Crisol CS**

Tres y medio (3 1/2) minutos después de que se ha detenido el flujo de material líquido a la cubeta de corindón, el Crisol CS puede retirarse suavemente.

Seleccionar un lugar seco para colocar el crisol antes de quitarlo.

### **Corte de la mazarota**

Se recomienda el uso de una cortadora hidráulica. Este método asegura una mejor alineación de la soldadura y evita desgarres. La altura de las cuchillas debe ajustarse a no menos de 1.5 mm (1/16") arriba de la superficie de rodamiento.

Después de cinco minutos de que se haya completado la colada empuje lentamente, con un martillo, la mitad de la parte superior de los moldes sobre una pala. Si cualquier metal empieza a derramarse, jalar la mitad de la parte superior de vuelta sobre los moldes y espere durante 30 segundos.

Una vez que la ebullición del acero haya terminado, cortar a través de la soldadura, asegurándose de no desgarrar la sección superior.

Si la temperatura ambiente es inferior a 5°C (40°F) o si existe lluvia, nieve o viento, cubra la soldadura con una cubierta de retardo de enfriamiento inmediatamente después del corte. Desmante la cubierta después de que se haya enfriado la soldadura abajo de los 370°C (700°F).

### **Corte de las pipas**

Las pipas de base pueden doblarse ligeramente de tal manera que pueda llevarse a cabo el esmerilado de desbaste en los lados de campo e internos de la soldadura de la superficie de la parte superior. El ángulo entre la pipa de base y el hongo de riel no debe exceder más de 45°.

Tener cuidado cuando flexione las pipas para no crear una separación caliente en la parte superior de la base y cuando la rompe en frío de no desgarrar el patín. Las cuñas pueden desmontarse un mínimo de 15 minutos después de que se haya completado la colada de soldadura.

### **Esmerilado de desbaste**

El esmerilado de desbaste del hongo de riel de la soldadura Aluminotérmica puede realizarse después de que se haya completado el corte. El esmerilado de desbaste de la superficie de rodamiento del riel debe realizarse con una piedra de esmerilado de superficie aprobada. El esmerilado de desbaste se completa cuando el exceso de material de soldadura se reduce a aproximadamente 0.75 milímetros (0.030”).

Cuando la superficie de la soldadura se encuentra con temperatura por arriba de los 370 °C (700 °F), se permite “azular” la soldadura. Cuando la superficie de la soldadura tiene una temperatura igual o menor a 370 °C (700 °F), no se permite el “azulado” del riel.

Se prohíbe el esmerilado del acero base de los rieles en cualquier lado de la soldadura, en la superficie de rodamiento, durante la operación de esmerilado de desbaste. Se permite el esmerilado de las pendientes requeridas en los lados internos y de campo del riel durante el esmerilado de desbaste sobre la soldadura que contenga un nivel o desajuste horizontal.

### **Tensores de Rieles y tráfico**

Si utiliza un tensor hidráulico de rieles, libere el tensor después de que haya disminuido la temperatura de soldadura a menos de 370 °C (700 °F). Desmonte las cuñas o herramientas de alineación no antes de 15 minutos desde el término de la colada. Permita la circulación sobre la soldadura, sólo después de que ésta se haya enfriado a menos de 370 °C (700 °F) y se haya llevado a cabo el esmerilado de desbaste. La lectura de la temperatura de soldadura se toma en la parte superior y central de la soldadura. Normalmente no se alcanza esta temperatura antes de mínimo 25 minutos.

### **Acabado de la soldadura**

Los mejores resultados se obtendrán cuando el esmerilado final se realice en el momento en que la soldadura esté completamente fría (se recomienda esperar 24 horas). Esto no siempre es posible, así que aproveche este conocimiento y planee su trabajo para que el esmerilado final sea el último procedimiento antes de salir del sitio de trabajo. Cuando realice el esmerilado final utilice una regla y verifique conforme vaya avanzando. Sólo esmerile donde la regla muestre una irregularidad. El “azulado” del riel o superficie de soldadura no debe permitirse en cualquier parte en o cerca de la soldadura Aluminotérmica. Debe utilizarse un esfuerzo suave o ligero.

La superficie de rodamiento de la soldadura debe alinearse en relación con la superficie del hongo de riel. La superficie de rodamiento de la soldadura debe rebajarse para que corresponda exactamente con el contorno del (los) riel(es) existentes. Debe aplicarse un radio a los bordes internos y de campo de tal manera que no permanezcan bordes filosos.

### **Limpieza**

La limpieza puede realizarse antes del procedimiento de esmerilado final. El sitio de trabajo debe dejarse seguro y sin desperdicios. La limpieza incluye los siguientes puntos:

- Los remaches, clavos y tapones de los durmientes, deben estar libres por lo menos en 2 durmientes adyacentes a la junta soldada.
- Limpieza de la zona.
- Aplicar de nuevo las fijaciones.
- Reponer y compactar el balasto por debajo de la soldadura.
- Cargar el camión.
- Eliminar restos de molde y demás desperdicios.

### **Marcación y trazabilidad**

Para asegurar el seguimiento en una fecha posterior, es importante que la soldadura se marque adecuadamente y que se llene una hoja de registro para cada soldadura.

El marcado de la soldadura puede realizarse con troquelado de metal en el lado externo del riel (la información indicada del troquelado es el número de la soldadura).

El marcado de la soldadura incluye lo siguiente:

- El número y fecha de la junta soldada (pintada en el alma del riel).

En el registro de control se debe consignar además los siguientes datos:

- Número y progresiva de la soldadura
- La fecha en que se realizó la soldadura.
- Número de identificación y/o el nombre del soldador.
- Número del lote del Kit de soldadura.
- La temperatura del riel inmediatamente antes de la soldadura.



Figura N° 4.15: Soldadura Aluminotermica de Rieles

Se debe verificar la temperatura en la cual se sueldan los rieles, procurando que ésta se encuentre dentro del rango de temperatura neutra. De no ser posible, será necesario realizar los servicios de alivio de tensión, conforme se explica en el punto 4.1.15.

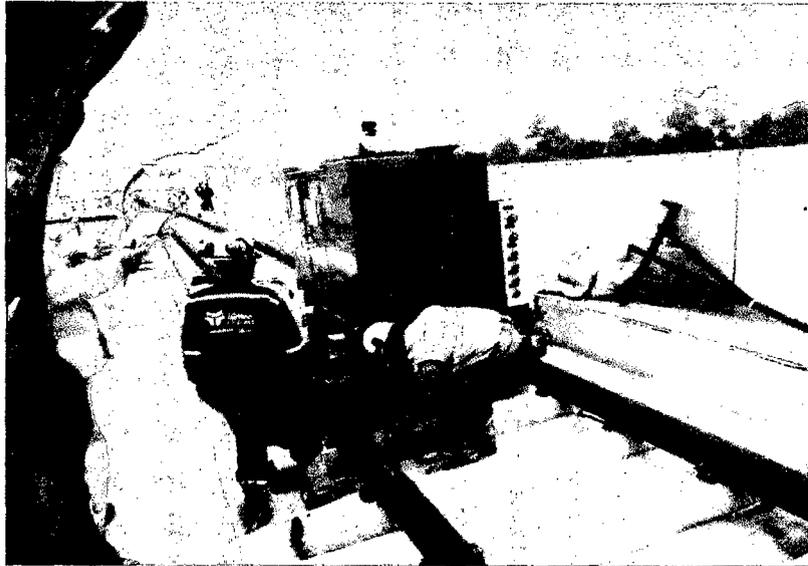


Figura N° 4.16: Soldadura en rieles

#### **4.1.17 Colocación de los Cambiavías**

El procedimiento constructivo de los cambiavías estará indicado en el punto 4.3 que tratará exclusivamente sobre el proceso constructivo de los cambiavías.

#### **4.1.18 Corrección Geométrica Final**

La corrección geométrica se realizara con equipos topográficos y equipos especiales. Con el equipo especial se hará la verificación del alineamiento y nivelación final de la vía, emitiendo el protocolo de conformidad geométrica, la corrección geométrica se explicara en el punto 4.4 de la presente tesis.

#### **4.1.19 Acción de Contingencia en caso de falla mecánica de un equipo**

En caso de que un equipo no puede desplazarse por sus propios recursos, este será remolcado por otro equipo a un lugar seguro.

#### **4.1.20 Aspectos de Calidad y de Seguridad**

Durante la ejecución de los trabajos se deberá cumplir estrictamente las normas y disposiciones de seguridad, para lo cual se implementarán las inducciones y charlas permanentes. La calidad de la verificación final de la vía férrea se hará con el registro VFE-PRO-82009-F1, que se adjunta en el anexo 3.

## 4.2 PROCESO CONSTRUCTIVO SONNEVILLE

En las curvas ferroviarias con pequeño radio existe una tendencia de desplazamiento de la línea para el sentido externo, sea por efecto de dilatación de los rieles o por la fuerza centrífuga durante el movimiento de los vehículos. Para estas situaciones, el proyecto prevé un sistema constructivo que combata esta tendencia; fijando la vía a través de la utilización del sistema Sonneville de vía sin balasto, que abajo pasamos a describir. El uso sistema de fijación del riel, directo, tipo Sonneville/LVT está previsto en 3 ubicaciones:

Estación San Carlos: entre las progresivas 29+853.591 y 30+017.591

Entrada al patio de Maniobras: entre las progresivas 0+037.976 y 0+129.086

Cola de vía entre: las progresivas de inicio 233+668.107 vía izquierda y 133+668.343 vía derecha hasta las progresivas del final 233+948.451 vía izquierda y 133+948.618 vía derecha.

### 4.2.1 Equipos Utilizados:

Los equipos previstos para el lanzamiento de Superestructura de la Vía Ferroviaria son los siguientes:

- a) Colocación de bloques de concreto sobre tablero:
  - Grúa 35 T.
- b) Colocación de rieles sobre tablero:
  - Grúa 15 T.
  - Cambiador de rieles Geismar 1 T.
- c) Fijación de rieles a bloques de concreto:
  - Grúa 15 T.
- d) Alivio de tensiones:
  - Trolley de vía Geismar 5 T.
  - Tensor de rieles Geismar
  - Rodillos Geismar
  - Martillos de bronce o cobre.
  - Cortadora de riel.
- e) Soldadura Aluminotérmica:
  - Rebarbadora hidráulica Geismar
  - Trolley de vía Geismar 5 T

- Esmeriladora de rieles Geismar
- Cortadora de rieles Geismar
- f) Concreto de embutimiento
  - Camión Mezclador de concreto
  - Bomba de concreto
  - Vibradores de concreto
  - Regla vibratoria
  - Paletas
  - Lampas
- g) Equipos de Control Topográfico:
  - Estación Total
  - Nivel
  - Prismas
  - Miras
  - Regla combinada de trocha y peralte Tipo RCFF

#### **4.2.2 Descripción de las Actividades**

El proceso constructivo de la superestructura ferroviaria con Sistema Sonnevile/LVT es efectuado por el método "TopDown" (de arriba para abajo).

##### **4.2.2.1 Marcación topográfica**

Se hará la marcación topográfica del eje de la vía y de la posición de los soportes provisionales para los rieles. Estos soportes estarán en cada una de las filas de rieles a una distancia de 4,5m en las tangentes y a cada 2,60 metros en la curva. Son pequeños pórticos, cuyas partes horizontales tienen aproximadamente 35 cm. En la parte horizontal poseen un sistema de fijación provisional para los rieles con alternativa de ajuste. El correcto nivel de este soporte, tanto como el alineamiento, serán determinados por la topografía. Serán también utilizados, en esta operación, instrumentos de precisión especialmente diseñados para esta sistemática de montaje, como el Gauge Support Fixtures, Gauge keepers y reglas Geismar. Topografía considera efectivamente de que la losa variará en relación al peso en su posición final, por ello se puede observar la curvatura inicial que presentan las losas.

#### **4.2.2.2 Izamiento y distribución de los rieles en las vías**

Los rieles serán elevados hasta el nivel del tablero con el uso de una grúa y distribuidos longitudinalmente.

#### **4.2.2.3 Izamiento y distribución de los bloques de concreto sonneville/lvt en las vías**

Los bloques de concreto (soportes definitivos de los rieles), también serán elevados del nivel viario urbano hasta el nivel del tablero en parihuelas conteniendo dieciséis unidades cada una y distribuidos conforme al espaciamiento determinado por el proyecto de la superestructura de la vía férrea, que es de 650 mm. Los bloques de concreto serán posicionados dentro de las galochas y fijados provisionalmente con cinta adhesiva hasta el vaciado del concreto de embutimiento. Serán sellados también con cinta adhesiva, para que la mezcla del concreto no penetre entre el bloque y la galocha.

#### **4.2.2.4 Fijación de los soportes provisionales de los rieles**

Inicialmente se fijan cuatro pedazos de varillas de acero con aproximadamente 25cm de longitud cada una y con un diámetro de 0,5 pulgadas. Será utilizada una plantilla para la marcación de los puntos donde la losa será perforada para la fijación de las varillas de acero. La fijación será hecha con la utilización de productos químicos (pegamento para concreto). El paso siguiente es la colocación del soporte.

Se utilizarán cuatro pedazos de ángulos que serán soldados a las varillas de acero (son las piernas del soporte). La parte horizontal del soporte será un pedazo de perfil "U" soldada en los cuatro ángulos. Como se señaló anteriormente, la precisión de la alineación del nivel longitudinal y transversal (inclusive el peralte en las curvas), es dada por la topografía y una regla especial de precisión. De esta forma, en cada soporte queda definida con la precisión del proyecto la geometría de las filas de los rieles. Los soportes deberán ser instalados según las inclinaciones de los rieles, presentadas en los planos del proyecto, en recta 1/20 y en conformidad a los peraltes en las curvas. Los bloques de concreto tendrán siempre la misma inclinación de los rieles

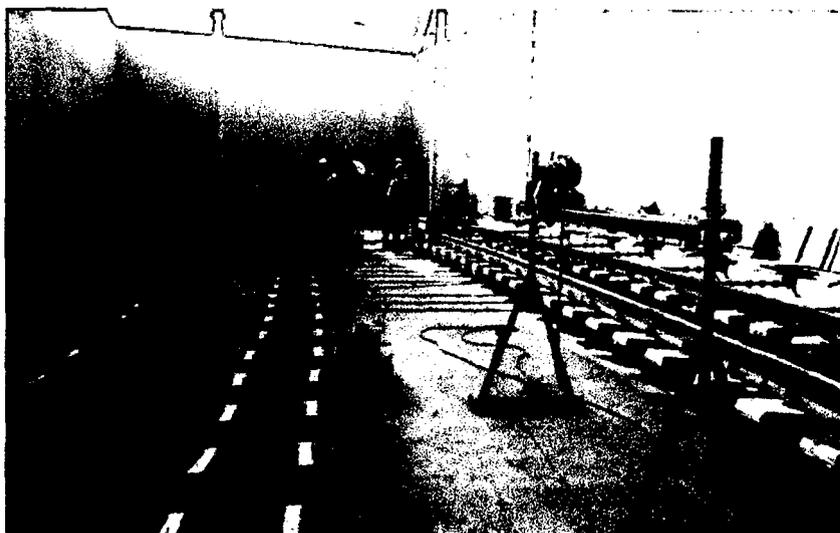


Figura N° 4.17: Fijación de soportes

#### 4.2.2.5 Montaje y fijación de los rieles sobre los soportes

La ubicación de los rieles sobre los soportes será hecha con la utilización de dos pórticos. Cada riel será posicionado sobre los soportes manteniendo un espacio de 25mm entre las extremidades, o que será hecho con una plancha de madera. En seguida fijase el riel por su base a lo soporte metálico con pernos, que integran los soportes.

Los detalles del soporte provisional son específicos del proveedor y serán revisados antes del inicio de los servicios para garantizar el adecuado uso en la obra.

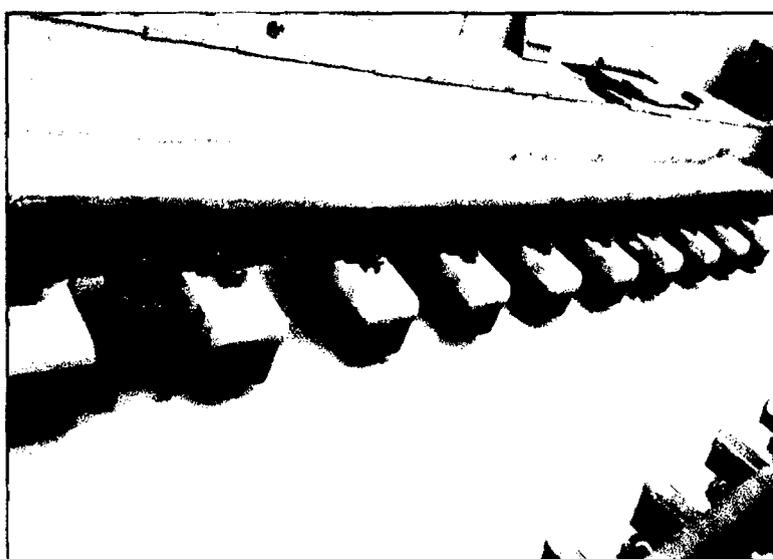


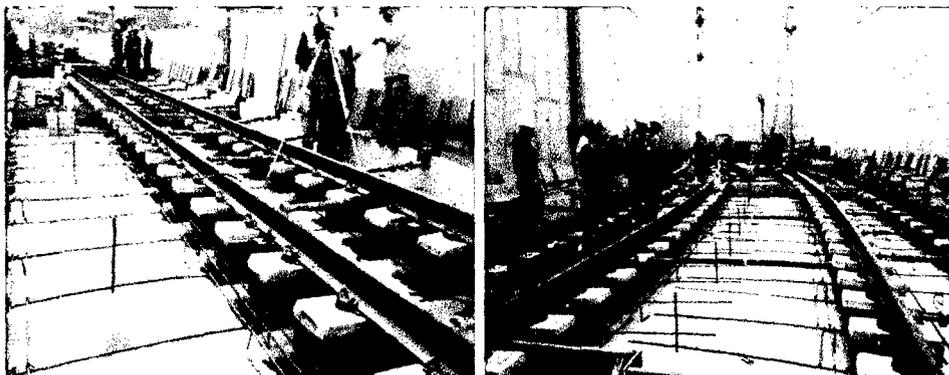
Figura N° 4.18: Soporte provisional de rieles

#### 4.2.2.6 Soldadura aluminotérmica

Los rieles serán soldados por proceso aluminotérmico cuando ya estén sobre los soportes. La soldadura aluminotérmica será hecha según especificado en el documento CTEL-FFE-GEN-VFE-SPC-50090 - ESPECIFICACIÓN TÉCNICA DE SOLDADURA ALUMINOTERMICA TRAMOS K A G1 que se adjunta en el anexo 3 de la presente tesis. El espaciamiento mínimo entre soldaduras de los 2 rieles de una vía deberá ser de 6 m.

#### 4.2.2.7 Alzamiento de los bloques y fijación en los rieles

Enseguida, los bloques de concreto serán alzados y sujetos a los rieles por el sistema de fijación Pandrol, en esta fase estarán suspendidos, hasta que quedan envueltos por el concreto de embutimiento. El espaciamiento entre los bloques será de 650 mm.



Fijación de los bloques a los rieles

Fijación de los bloques a los rieles

Figura N° 4.19: Soldadura de rieles y fijación de bloques

#### 4.2.2.8 Vaciado de concreto para embutimiento de los bloques sonneville/lvt

Se hará el ajuste final de alineamiento, nivelación, trocha y limpieza para el vaciado de concreto que envolverá al sistema consolidando el conjunto en definitivo. Será utilizado concreto  $f'c = 25$  MPa. El cuadro 5.2 muestra el diseño de mezcla para este concreto. Para el vaciado de concreto deberá ser utilizada una bomba con lanza. El concreto deberá ser vibrado, de manera que penetre por debajo de los bloques. Será hecha una protección para que las sujeciones y los rieles no queden deteriorados por el concreto durante el vaciado.

El curado de este concreto deberá ser hecho con sacos mojados, evitándose así las grietas de retracción debido al calor de hidratación. Una cuadrilla hará el

acabado final del concreto. Un dispositivo de nivelación de concreto será utilizado desplazándose bajo los rieles.

Los soportes metálicos utilizados inicialmente para dar nivelación y alineamiento a los rieles podrán ser retirados 12 horas después del vaciado de concreto, por ser concreto estructural.

La retirada de los ángulos (piernas de los soportes provisionales de los rieles), será hecha con uso de oxicorte. Deberán estar en un hoyo, para que el corte sea por debajo del nivel superior del concreto. Después de retirar el soporte la reparación será hecha con epoxico y/o aditivos, concreto sin retracción de fragua.



Figura N° 4.20: Preparación e inicio del vaciado de concreto de 350kg/cm<sup>2</sup> en cola de vía

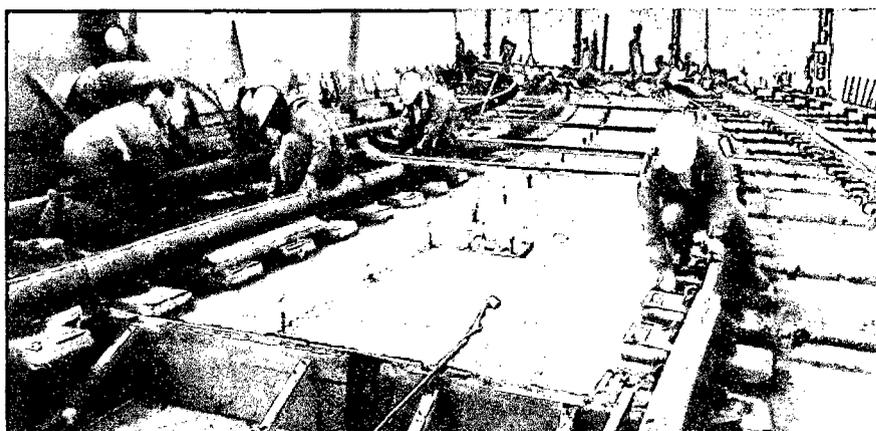


Figura N° 4.21: Vaciado de concreto de embutimiento de  $F'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

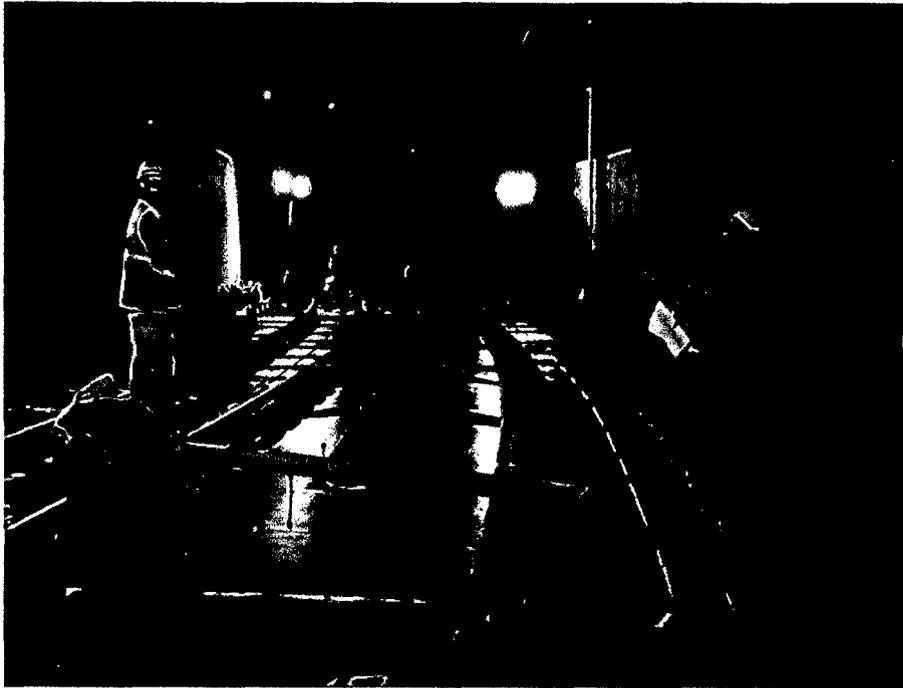


Figura N° 4.22: Final de vaciado de concreto  $F'c= 350 \text{ kg/cm}^2$

#### 4.2.2.9 Alivio de tensiones de los rieles largos soldados

En la construcción de nuevas ferrovías es inevitable el surgimiento de tensiones en los rieles colocados durante el proceso constructivo. Esto sucede por la dilatación resultante de la variación de temperatura durante la jornada de trabajo y por la alteración de su posición dada en el proceso de alineamiento y nivelación. Es importante la liberación de estas tensiones, de modo que los rieles largos soldados sean fijados a los durmientes con un rango de temperatura neutra con tensión controlada, de tracción o compresión.

La temperatura neutra de la región será establecida por AATE en base a sus mediciones estadísticas. La fijación se soltará y se colocarán rodillos debajo de los rieles. Con un martillo de bronce se golpeará en los rieles para la distribución y alivio de tensiones. Serán entonces fijados nuevamente, esta vez dentro del rango de temperatura neutra. Luego se ejecutará la soldadura de cerramiento por proceso aluminotérmico, haciendo la vía continua.

El alivio de tensiones en la soldadura final pos alivio solamente será ejecutada con la vía montada y con el embutimiento de concreto ejecutado y curado.

#### 4.2.2.10 Verificación final

Concluidos los trabajos se efectuará una verificación topográfica final que certifique el cumplimiento del trazo, y, deben marcarse las progresivas del eje del viaducto en la vía, lo que servirá como ubicación durante la operación del sistema.

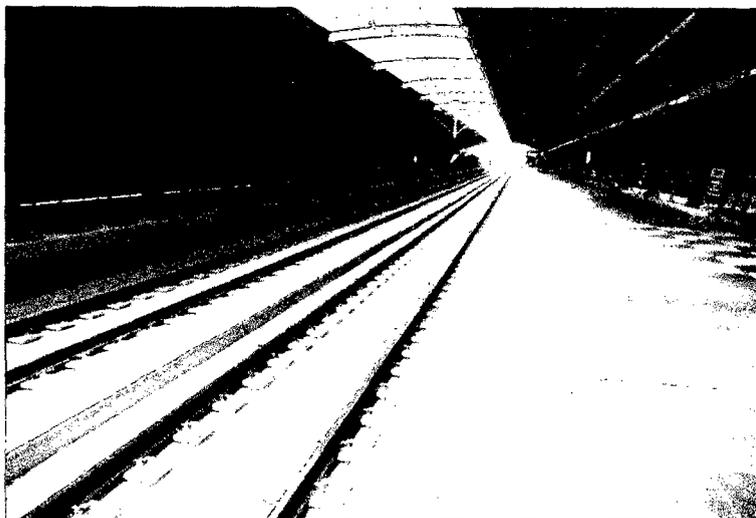


Figura N° 4.23: Vista final del Sistema Sonneville

Fuente propia

### 4.3 PROCESO CONSTRUCTIVO DE CAMBIAVIAS

#### 4.3.1 Instalación del Cambiavía

##### 4.3.1.1 Posicionamiento de los Durmientes

Una vez finalizados los trabajos topográficos y con la posición del cambiavía marcado, el riel de soporte recto externo, ya con su aguja fijada, será posicionado junto a la vía, de tal manera que la punta de la aguja coincida con la marcación en el terreno.

Solo entonces se procederá a la unión de todos los rieles componentes de esta fila recta externa, alineándolos rigurosamente junto a la cabeza de los durmientes.

##### 4.3.1.2 Asentamiento del Riel de Soporte Recto

Después de la correcta colocación de los durmientes, la fila de rieles anteriormente perfilada es colocada en su posición definitiva, apoyada en los

durmientes. Se mantienen 50 cm. de distancia entre la cabeza de los durmientes y la línea de trocha de los rieles.

Seguidamente se efectúa el nuevo alineamiento (cordel) y el apuntalamiento, a razón de dos tirafondos cada 5 durmientes, debiéndose observar con ayuda de los planos las placas correctas a ser empleadas en cada durmiente.

Por último, después de verificarse el alineamiento final, se fijan los durmientes, con excepción de aquellos sobre los cuales se apoya el corazón en caso se adopte sobreaño. De cualquier modo debe garantizar que los durmientes tengan el espaciamiento correcto, poniendo especial atención en la posición del durmiente guía de las agujas (apoyo de punta) y del durmiente guía de grado del corazón (apoyo de diamante).

#### **4.3.1.3 Asentamiento del Riel de Soporte Curvo**

Se posicionarán los rieles de soporte curvos, ya con la aguja fijada, respetándose el alineamiento con la aguja opuesta y verificándose el criterio mínimo de la siguiente manera:

- a) Ajustar la aguja izquierda a su tope y se mide la distancia D1, de su punta hasta el talón de la aguja opuesta, que debe estar separada de la parte posterior.
- b) Seguidamente se ajusta la aguja derecha a su soporte y se mide la distancia D2 de su punta al talón de la aguja externa. Si  $D1=D2$  se tiene una perfecta escuadra, pudiéndose entonces, con ayuda de la regla medidora de trocha, fijarse parcialmente la aguja directa garantizando 1435mm en la punta y 1435mm en el talón.

#### **4.3.1.4 Asentamiento del Corazón**

Se determinará la posición de la punta del corazón, seguidamente, con ayuda de la regla de medición de trocha, se marcan 1435 mm desde el pie del mismo (derecho) hasta el riel de soporte derecho y 1435mm junto al talón del corazón izquierdo, seguidamente se puede fijar parcialmente el corazón.

De esta forma, se inicia el sobreaño en la garganta del corazón, fijándose al riel de soporte, hasta llegar a su máximo valor junto a la punta del material y reduciéndose a valores normales (junto al talón o un poco más allá).

Principalmente para los Cambiavías de vía principal se recomienda mucho cuidado para la obtención del sobreancho deseado, garantizándose así la máxima suavidad en la circulación.

#### **4.3.1.5 Asentamiento del Riel en la Unión Recta**

Definida la posición del corazón, se verificará la distancia de la punta del corazón al talón de la aguja derecha cortando en seguida el riel de unión recto que será encajado allí. Seguidamente con ayuda de una regla medidora de trocha, y tomando como referencia el riel de CONTRAGUJA derecho, se ubicará la unión y fijación parcial hasta hacer el posicionamiento, la unión y perforación del riel en el tramo en recta.

#### **4.3.1.6 Asentamiento de Riel Curvo de Unión**

Si el riel de soporte curvo, ya se encontrara ubicado, se podrá localizar y asentar el riel de unión curvo con ayuda de una regla medidora de trocha, garantizando 1435 mm en toda su extensión. Luego del asentamiento del riel curvo de unión y con ayuda de una wincha instalar el riel de CONTRAGUJA curvo, además del talón de la aguja.

#### **4.3.1.7 Posicionamiento de los Contrarieles**

En esta etapa final, después de acomodarse convenientemente los alineamientos y la trocha, se inicia una fijación total de todas las piezas hasta entonces parcialmente fijadas, se completan los rieles de la fila derecha de la vía desviada, después del corazón se montan los contrarieles conforme planos.

#### **4.3.1.8 Ejecucion de Juntas en los Cambiavías**

Para la vía Principal en cambiavías 1:8 y en 1:10 se han proyectado juntas aislantes y soldadura aluminotérmica. Para el Patio Taller en cambiavías 1:8 se han proyectado juntas aislantes y soldadura aluminotérmica.

#### **4.3.1.9 Juntas Aislantes (Eclisas Coladas)**

Esta junta consta de eclisas coladas o pegadas, consta de pernos en sus perforaciones y tuercas y arandelas para asegurar los pernos.

Antes de efectuar estas juntas todos los materiales metálicos serán limpiados, todas las imperfecciones como rebabas, poros, y cualquier objeto extraño de su superficie serán removidas. Seguidamente se procederá a colocar la cola sobre las eclisas, este adhesivo es usado como un agente de unión capaz de soportar las tensiones de cizallamiento; seguidamente se procederá a instalar los pernos en las perforaciones con sus respectivas tuercas y arandelas.

#### 4.3.1.10 Soldadura de Rieles

Para la soldadura de los rieles se aplicará la soldadura aluminotérmica. El espaciamiento mínimo entre soldaduras de los 2 rieles de una vía deberá ser de 4 m. Se debe verificar la temperatura en la cual se sueldan los rieles, procurando que ésta se encuentre dentro del rango de temperatura neutra.

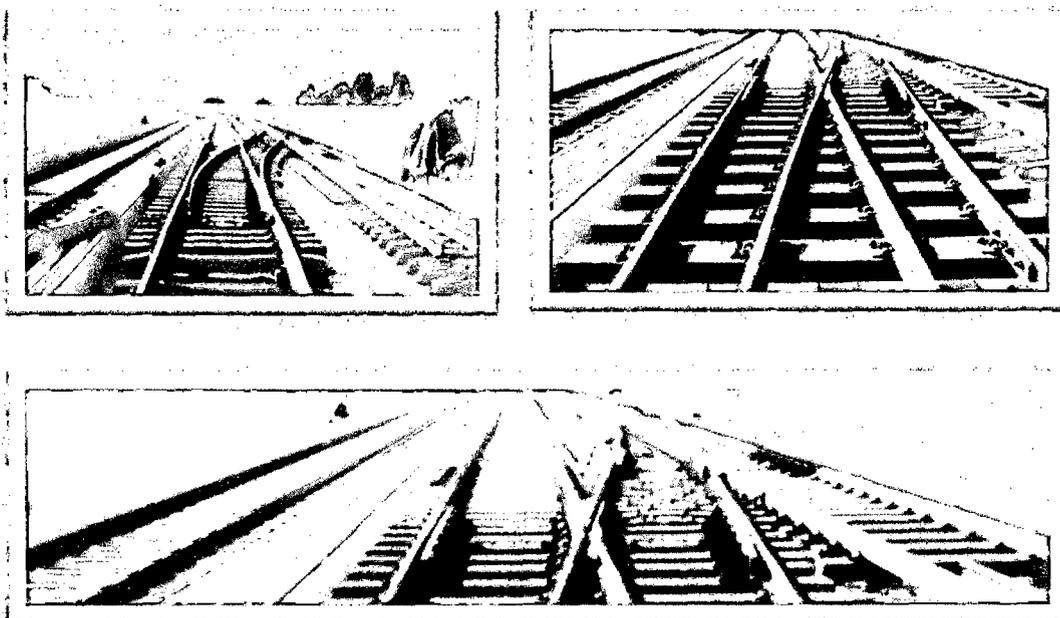


Figura N° 4.24: Vista final del Cambiavías instalado

## 4.4 PROCESO CONSTRUCTIVO DE TRANSICION SONNEVILLE BALASTO

### 4.4.1 descripción de actividades.

El sistema sonneville está construido solo en tramos puntuales de la vía férrea por lo que es necesario construir transiciones del sistema sonneville a la vía con balasto o viceversa el procedimiento inicia con la colocación de durmientes especiales diseñados exclusivamente para tramos de transición estos

durmientes de concreto se pueden sujetar 4 rieles esto significa que cada durmiente tiene 4 puntos de fijación, como se muestra en la siguiente figura

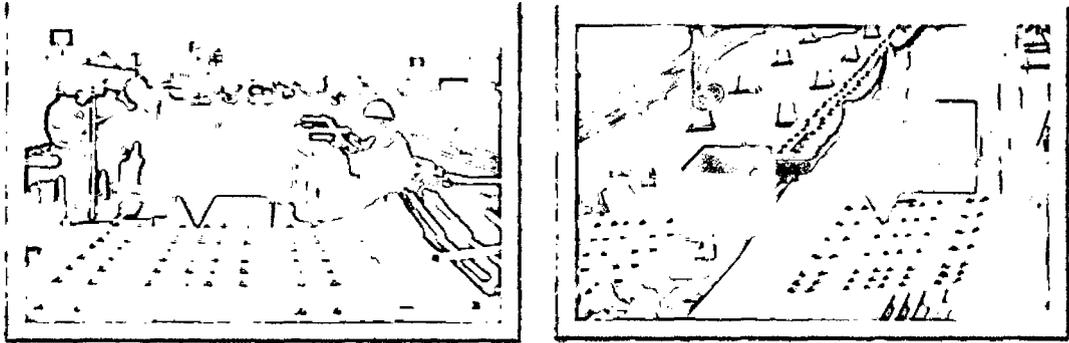


Figura N° 4.25: Colocación de 7 durmientes especiales de cuatro puntos de fijación en las transiciones de la estación San Carlos

luego se procede a colocar los rieles según el procedimiento ya indicado, en el tramo de vía con balasto y la zona de sistema sonneville

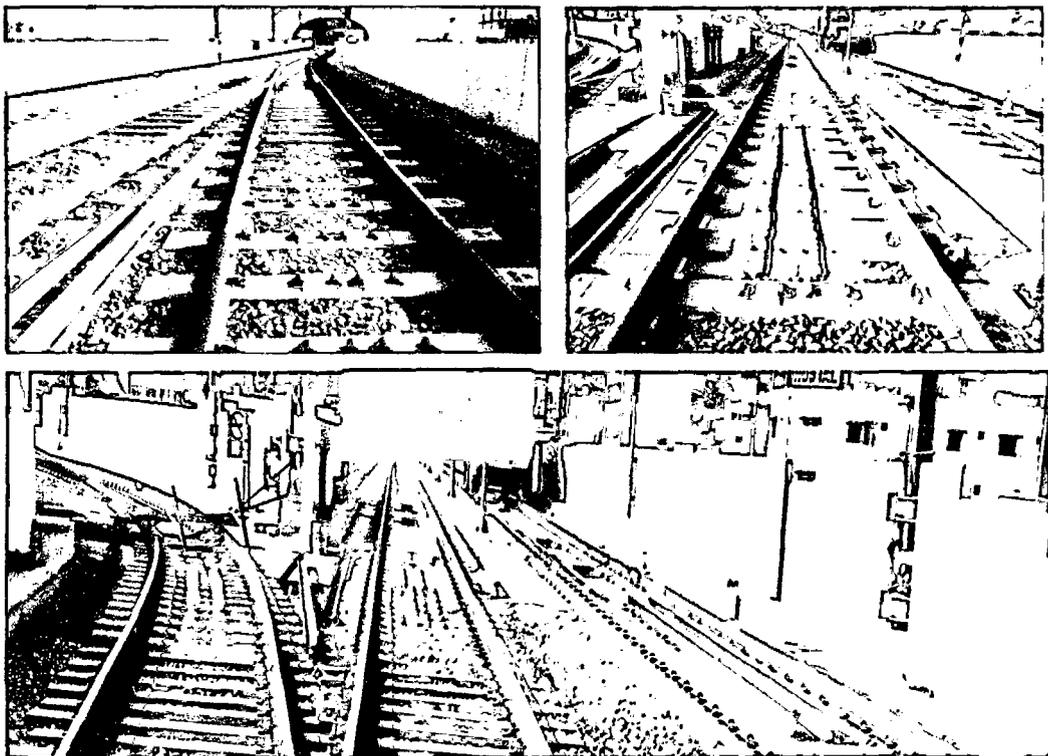


Figura N° 4.26: Colocación de durmientes especiales de cuatro puntos de fijación en cada transición de cola de vía e ingreso a patio de maniobras.

Fuente propia

Luego se prepara sobre la losa de concreto del sistema sonneville una losa de concreto que estará ubicada entre los bloques sonneville, en esta losa se colocara las fijaciones elásticas Pandrol.

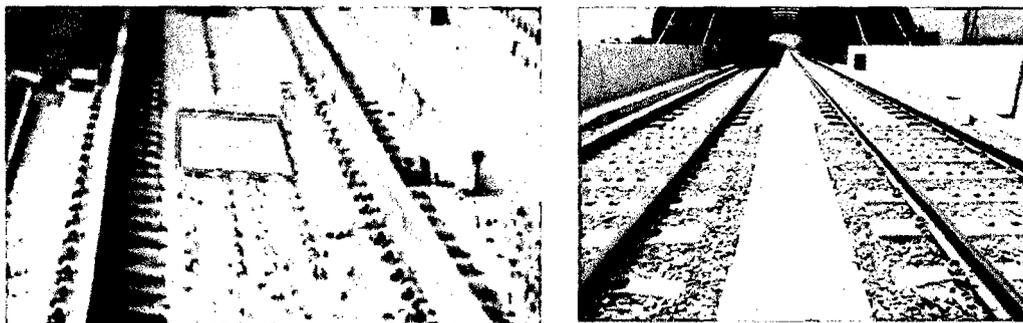


Figura N° 4.27: preparación de losa para instalación de rieles adicionales

Finalmente se fija los dos rieles adicionales en cada una de las entrevías estos rieles serán fijados en el tramo de vía balastada y el tramo en sistema sonneville como se muestra en la figura. 4.27



Figura N° 4.28: Transición de sistema sonneville a vía balastada.

#### 4.5 PROCESO PARA LA CORRECCIÓN GEOMÉTRICA FINAL

Los equipos y software previstos son los siguientes:

- Medidas de geometría de vía permanente:
  - Trolley Amberg FX System, ancho 1435mm
  - Sistema Amberg GRP1000, para medidas de geometría solamente
  - Profiler FX 110, accesorio laser para evolución de GRP 1000 en GRP 3000.
  - Computador de controle de campo Panasonic Toughbook CF19 o similar
  - Software Amberg Survey

- Software Amberg Tamping Plus
- Software Amberg Slab Track Plus
- Radio modem Leica TCPS28 para comunicación, 2.4 GHz
- Prisma Leica 360° GRZ122
- Baterías GEB171
  
- Posicionamiento de trolley y topografía de precisión.
  - Estación total Leica TS30 (0.5"), hasta 2 en tándem
  - Radio modem integrado RH15, 2.4 GHz por estación
  - Controlador Leica Viva CS15 radio
  - Prismas para referencias fija GRP121 x4
  - Baterías GEB241
  - Trípodes de madera pesados Leica GST120-9
  - Softwares embarcados en las estaciones TS30
  - Smartworx Sets of Angles
  - Smartworx Reference Line
  - Smartworx Road Runner
  - Smartworx DTM Stakout
  - Comunicaciones GeoCom
  
- Equipamiento GNSS para control de obra, marcación de cotas y ejes
  - Receptores GNSS (GPS+Glonass) Leica GS15 x2
  - Radio modem integrado Pacific Crest ADL SLR3-2 x2
  - Controlador Leica Viva CS15
  - Aplicaciones embarcadas del controlador CS15
  - Viva Road Runner
  - Viva Road Runner Rail
  - Viva Reference Line
  - Viva DTM Stakout
  - Baterías GEB212
  - Trípode Leica GST05 o GST120-9
  - Bastón Leica GLS13.
  
- Material para generación de datos y gráficas
  - PC ASUS i7.
  - Unidades de almacenamiento externo de datos.
  - Software Leica Geo Office.

#### **4.5.1 descripción de actividades.**

##### **4.5.1.1 Actividades de topografía**

Previo al inicio del control geométrico se realizará la recopilación de todos los datos teóricos topográficos de la vía férrea, correspondientes al proyecto geométrico horizontal, al proyecto vertical (alzado), peraltes, curvas con anchos específicos y BM; estos servirán como comparación respecto a los datos medidos en campo.

Estos datos son introducidos en el ordenador de control del sistema Amberg FX GRP1000.

Al mismo tiempo se instalan soportes de prismas a lo largo de la vía en los bordes típicos, en ambos los lados del viaducto y a distancias regulares alrededor de 150m, a los cuales se atribuyen coordenadas y alturas a través de medidas precisas ejecutadas por la estación TS30 teniendo como base la poligonal existente.

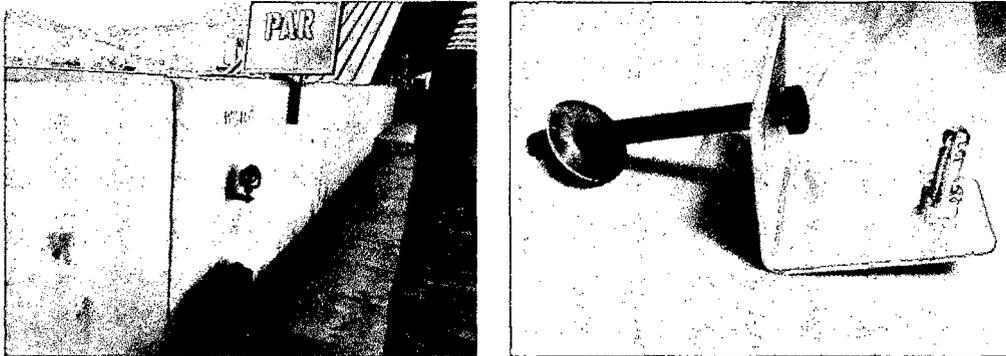


Figura N° 4.29: Colocación de prismas en bordes típicos

Fuente propia

#### 4.5.1.2 Medición de datos con equipo.

En campo, las actividades se inician por el posicionamiento de la estación total por el método de estación libre, midiéndose un mínimo de cuatro referencias equipadas con prismas de precisión Leica GPR121.

La lectura de múltiples referencias mejora considerablemente la precisión del posicionamiento, asegura estabilidad a las medidas y permite instalar el instrumento en zonas seguras.

El Trolley Amberg GRP1000 es posicionado a distancia de la estación TS30 compatible con la precisión requerida y que, en el caso de Metro de Lima, se limita a 200 m para garantizar una precisión de puntería automática sub milimétrica. Los procedimientos normales de verificación del Trolley incluyen el procedimiento del chequeo de los inclinómetros, medidor de trocha y odómetro.

Una vez la estación y el Trolley posicionados, se pone los equipos en comunicación por radio y, a partir de este momento, la estación total pasa a enviar al Trolley coordenadas 3D del prisma 360° GRZ122 instalado en él a una frecuencia de hasta 10Hz en modo sincronizado. Este modo de medida graba los ángulos horizontales y verticales correspondientes a una distancia medida en el



#### 4.5.1.3 Vaciado de datos en gabinete y comparación

El tratamiento de los datos de campo con el software Amberg Tamping, donde son comparados con los datos del proyecto, produce hojas de cálculo de Excel en las cuales se podrán hacer los comparativos versus los datos de proyecto, de tal manera que se identifique que posiciones o parámetros necesitan ser corregidos y en que progresivas.

A una marcha normal del operador del trolley los datos tomados en el modo tracking estarán distribuidos alrededor de todos los 15 – 20cm, lo que es demasiado para realizar las correcciones en campo. Se hace entonces el uso de un filtro que determine los valores a distancias fijas, por ejemplo progresivas cada 5.00m, los cuales servirán para corrección de la vía en el campo.

#### 4.5.1.4 Correcciones en campo

Del análisis del comparativo entre los datos obtenidos por los equipos y los valores teóricos del proyecto, se identificarán que puntos deben ser corregidos con la bateadora hasta obtener valores que cumplan con las tolerancias especificadas, repitiéndose las operaciones de medición con el trolley GRP1000 y cálculos correspondientes a las etapas anteriores. Si los valores cumplen con las tolerancias se procederá a la elaboración de Reportes Geométricos y/o gráficos de mediciones de todos los parámetros en cada progresiva.



Figura N° 4.32: Corrección geométrica con bateadora

#### 4.5.1.5 Elaboración de reportes geométricos

Los Reportes Geométricos se han elaborado para registrar las medidas obtenidas y además para verificar que estos cumplan con las tolerancias permisibles en los anexos C se encuentra el protocolo de verificación.

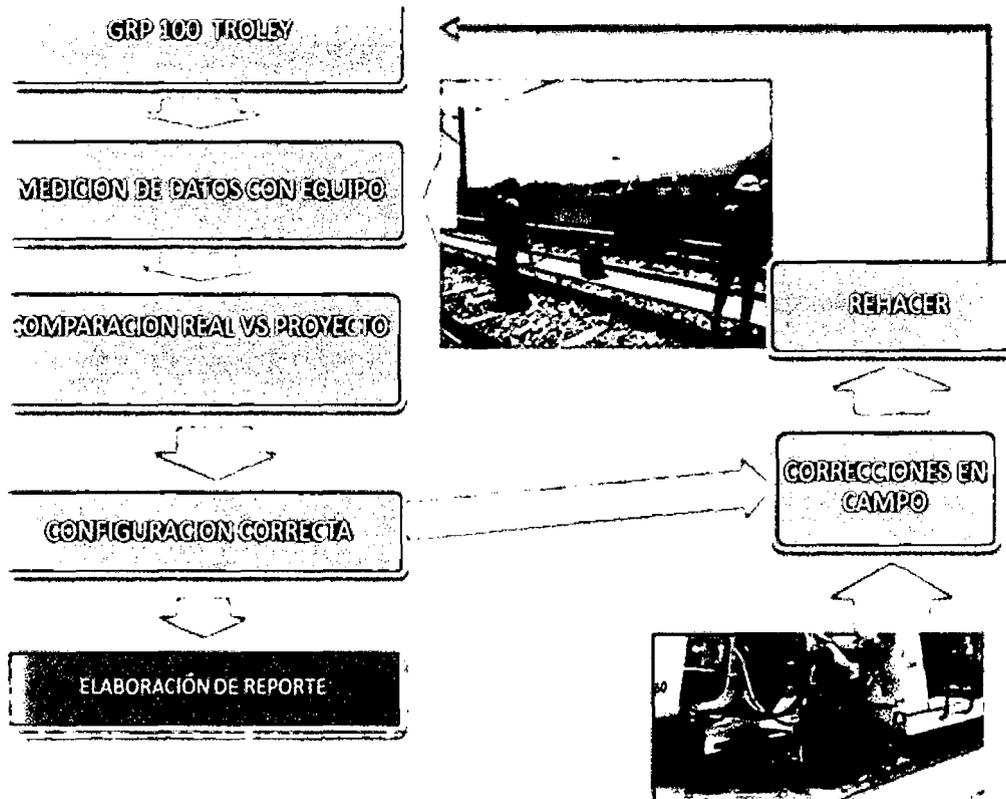


Figura N° 4.33: Flujograma del procedimiento de medición y control de puntos de la vía férrea

## CAPÍTULO V

### COMPARACION SISTEMA LVT - BALASTO

Ahora nos enfocaremos a las ventajas de este sistema sobre el uso convencional del balasto y los durmientes, para viaductos de grandes luces hechos con viga cajón, que necesitan la menor cantidad de peso posible.

#### 5.1 ELEMENTOS DE PROYECTO

Ancho de vía = 1,435m;

Rieles 115 RE (57 kg/m) inclinación 1:20 en recta; Peralte de la curva 17:

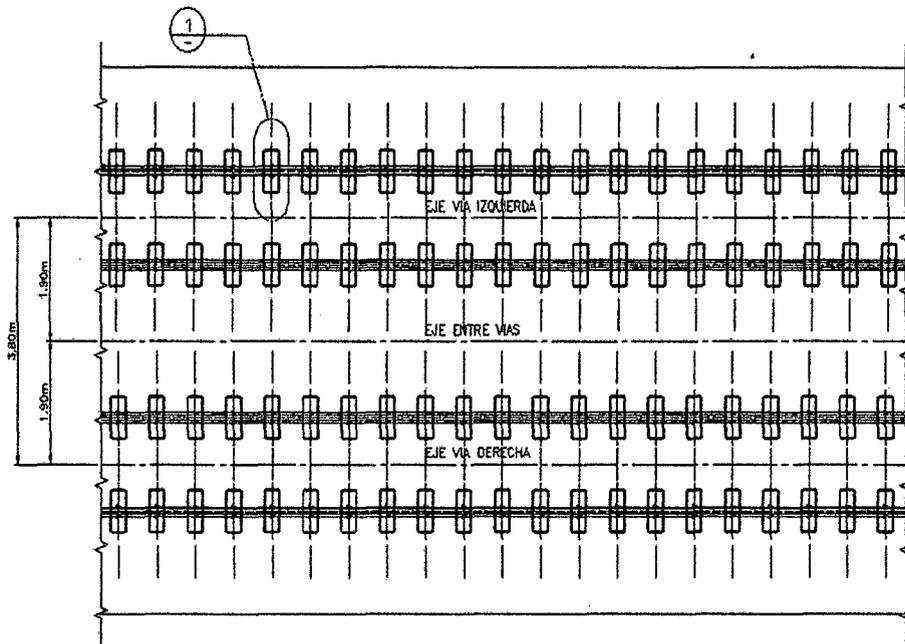
S=100mm;

Peralte en curvas de transición: S=variable de 0 a 100mm;

Espaciamiento máximo de bloques de apoyo: 650mm;

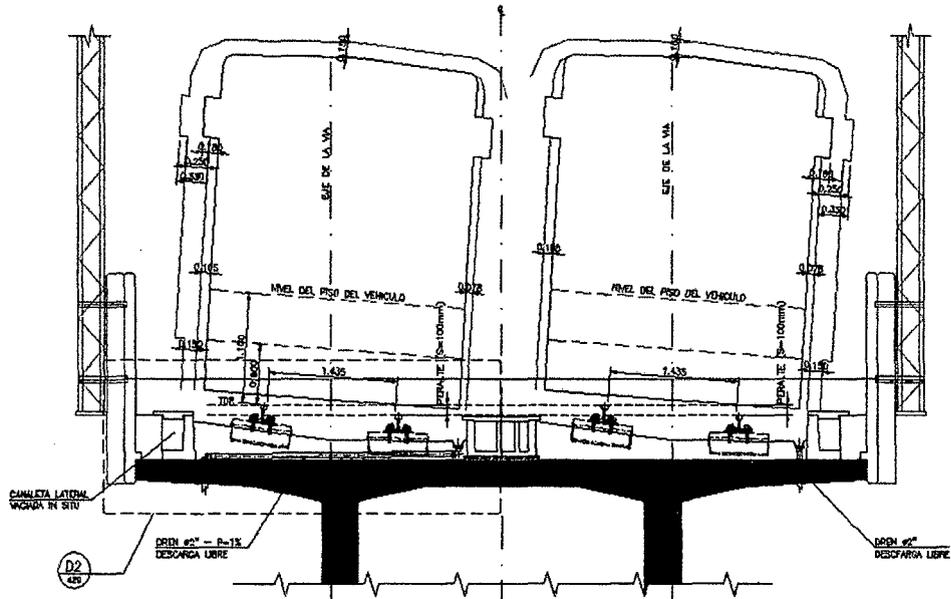
Concreto de embutimiento alrededor de los bloques:  $f'c= 25$  MPa;

Espesor de concreto de embutimiento de los Bloques de Apoyo del Riel: variable.



PLANTA TÍPICA DE LOS BLOQUES  
esc. 1:50





SECCION B-B ESC. 1:25  
TABLERO EN CURVA CIRCULAR

Figura. 5.2 Secciones típicas del tren  
Fuente Expediente Técnico Final AATE

**BALASTO**

- Disipa tensiones producidas por el paso del tren por la vía férrea
- Trabaja como sistema de drenaje

Total de Balasto en la vía existente	— 24 300 m <sup>3</sup>
Total de Balasto a usar en el viaducto nuevo	— 28 800 m <sup>3</sup>

- Espesor de balasto: 40 cm

Factores para el cálculo del espesor de balasto

- . Sección de Riel
- . Módulo de Elasticidad
- . Momento de Inercia
- . Carga de Eje de Vehículo ( $\alpha$ )
- . Factor de carga dinámica
- . Espaciamiento de Durmientes ( $P$ )
- . Módulo de Vía
- . Carga de Durmiente —  $\beta \cdot \alpha \cdot P$

Figura. 5.3 Datos de Balasto  
Fuente Expediente Técnico Final AATE

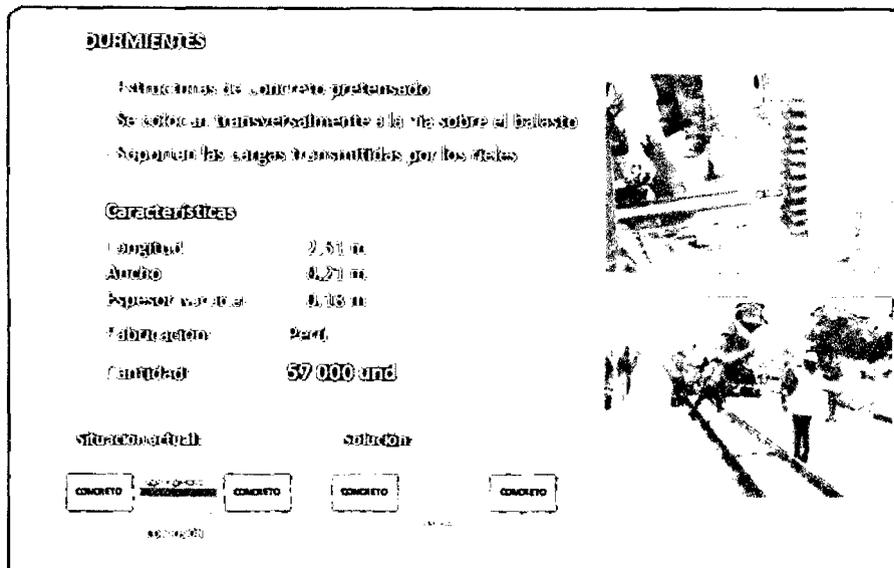


Figura. 5.4 Descripción de Durmientes  
Fuente Expediente Técnico Final AATE

Actualmente se usan Shoulder para anclar los rieles sobre los durmientes, es una innovación tecnológica con respecto al clavo o perno antiguamente usado, colocados a punta de comba.

A su vez los durmientes fueron cambiados de madera a concreto prefabricado con mayores propiedades que los comúnmente conocidos.

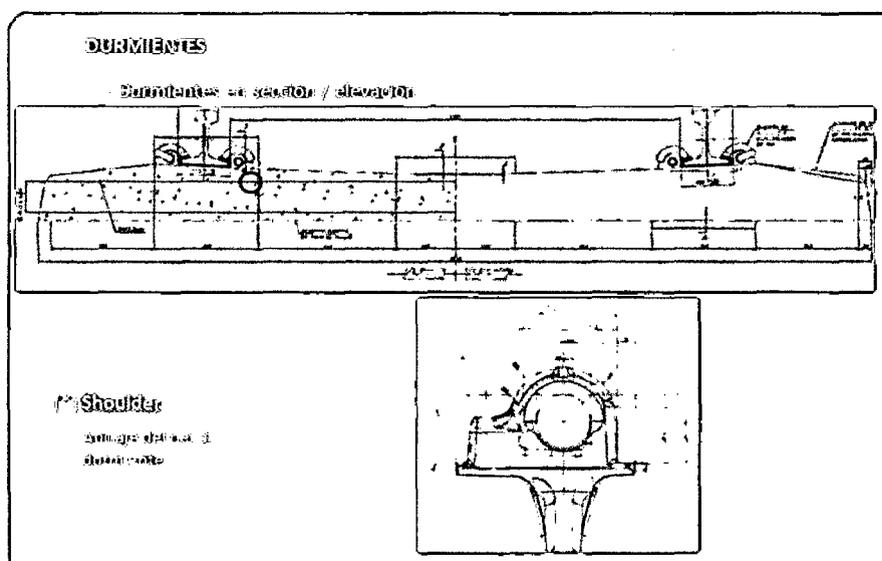


Figura. 5.5 Sección de Durmientes  
Fuente Expediente Técnico Final AATE

### 5.1.2 Planteamiento del Problema:

Dentro del trazo de una vía férrea de un viaducto elevado, hay tramos en los que es necesario poner una losa de concreto en vez de la capa común de balastro, es por ello que es necesario utilizar este sistema LVT-SONNEVILLE para poder seguir con el trazo previsto. Siempre fue un problema colocar rieles directamente sobre una losa de concreto, por lo cual se desarrolló el sistema Sonnevillie para poder darle funcionalidad y suficiente amortiguamiento disipador para el tránsito de trenes. El sistema Sonnevillie – LVT (Low Vibration Track), es un sistema de fijación de rieles a una vía que en vez de estar conformada por balastro, esta sobre una placa de concreto rígido.

El problema que se tuvo fue un viaducto de gran luz, como el cruce del Ovalo Cabitos, la cual tendría que ser soportada por varios pilares, y usarse el sistema común de vigas pretensadas para la colocación de las losas y posteriormente los rieles. Como es el caso del tramo del tren eléctrico en el Ovalo de Cabitos donde se colocó una viga cajón de aproximadamente 45 metros en curva, sobre la cual había que aminorar las vibraciones producidas por las cargas dinámicas del paso de los trenes.

Además de disminuir el peso que produce la colocación del balastro el cual tiene aproximadamente un peso específico de  $2800\text{kg/m}^3$ , colocados en capas de 40cm de espesor y una longitud de casi 15m de plataforma.

### 5.1.3 Ventajas del Sistema Sonneville:

- Protección eficaz contra las vibraciones LVT reduce las vibraciones en todos los niveles de frecuencia gracias a la elasticidad, en dos etapas, del sistema.

- Alta flexibilidad

El diseño de los componentes específico para cada proyecto y la posibilidad de utilizar diferentes sistemas de fijación del carril, satisfacen los requisitos más exigentes de los diversos proyectos ferroviarios. Costos de construcción reducidos, el diseño del sistema LVT permite la no utilización de armaduras en el hormigón de relleno.

- Alta precisión de la vía férrea

El procedimiento de instalación «Top-Down» y el profundo empotramiento de los bloques en la base del hormigón de relleno consiguen una geometría de la vía muy precisa, con valores del ancho de vía de  $\pm 0.5$  mm.

Poco mantenimiento y fácil acceso a todos los componentes LVT prácticamente no necesita de mantenimiento. Todos los componentes son de fácil acceso y pueden ser sustituidos rápidamente en el caso de un descarrilamiento o para correcciones en alineación en alzado de la vía.

- Sin conductibilidad eléctrica

Entre los bloques no existe ninguna conexión directa. Buena aerodinámica y fácil acceso a los carriles el centro de la vía no tiene obstáculos, lo que mejora la aerodinámica y facilita la accesibilidad durante los trabajos de mantenimiento, así como la entrada de equipos de socorro y evacuación de pasajeros, en caso necesario.

- Disposición flexible del drenaje

Dependiendo de las condiciones locales, el drenaje de la vía puede realizarse, no sólo lateralmente, sino también por el centro (eje de la vía). Posibilidad de tránsito de trenes de trabajo el sistema permite que, durante la fase de construcción, sea posible trabajar en diferentes obras, lográndose un rápido progreso de los trabajos.

## 5.2 MEDIDAS DE SEGURIDAD Y CALIDAD DE LA VIA

El plan de seguridad tiene como propósito orientar al colaborador del proyecto con respecto al cumplimiento de los lineamientos y requisitos para la implementación del Sistema de Gestión de Seguridad en el proyecto. Además, es el principal instrumento de referencia para salvaguardar la salud de los colaboradores del proyecto al inicio y durante sus labores.

Durante la ejecución de los trabajos se deberá cumplir estrictamente las normas y disposiciones de seguridad, para lo cual se implementarán las inducciones y charlas permanentes.

### 5.2.1 Entrenamiento Diario de Seguridad (EDS)

Todos los colaboradores incluido el personal propio, y de las empresas prestadoras de servicios, independientemente de su nivel jerárquico, que ejerzan autoridad funcional operativa, deben participar activamente de los Entrenamientos Diarios de Seguridad.

Los temas a tratar en estos EDS, estarán relacionados con:

- Los peligros e impactos identificados en cada paso de las tareas.
- Las medidas de control administrativo y operacional necesarias.
- El uso y mantenimiento adecuado de los EPP y EPC.
- El comportamiento seguro esperado.
- La probabilidad de ocurrencia de incidentes.
- La respuesta en casos de emergencia, entre otros.

### 5.2.2 Charlas Específicas de SSTMA

Las Charlas Específicas de SSTMA, comprenderán temas relativos a las actividades desarrolladas en cada Sede o Proyecto, de acuerdo con la Matriz de Identificación de Necesidades de Capacitación y Entrenamiento en SSTMA. Preferentemente se elaborará y entregará material de referencia impreso, relativo a las Charlas Específicas de SSTMA, tales como manuales, folletos, boletines, etc., que permitan a los participantes la revisión de los conceptos e información recibida. Luego de la evaluación de las pruebas y los puntajes obtenidos, el personal que logre alcanzar el puntaje necesario y desarrollado satisfactoriamente todas las pruebas, recibirá una Tarjeta de Acreditación de Capacitación en SSTMA (Ver Figura 5.6), que lo autoriza para desarrollar dentro del proyecto, actividades catalogadas como de Alto Riesgo.

CONSORCIO TREN ELÉCTRICO	
<b>TARJETA DE ACREDITACIÓN CAPACITACION EN SSTMA</b>	
Nombre:	_____
Empresa:	_____
Registro N°:	_____
Asistencia:	_____
Válida hasta:	_____
NOMBRE DEL CURSO	

Figura. 5.6 Tarjeta de Acreditación

### 5.2.3 Indicadores

Los reportes e Indicadores de Desempeño (ID) del Programa de Capacitación y Entrenamiento en SSTMA, serán elaborados por la Unidad de Negocios de SSTMA dentro de la primera semana del mes subsiguiente, y posteriormente distribuidos a todas las Gerencias de las Unidades de Negocio.

Indicadores de Desempeño de la Gestión (IDG):

- ✓  $N^{\circ}$  de Actividades Programadas / No de Actividades Ejecutadas \* 100 = 100% (desviación máxima aceptable P 2%).
- ✓ Total HH Capacitación y Entrenamiento SSTMA /  $N^{\circ}$  Horas Hombre Trabajadas Proyecto \* 100 = Q 2%.

Indicadores de Desempeño Operacional (IDO):

- ✓ Horas Hombre de Entrenamiento en (por actividad): Número de participantes \* Tiempo empleado.
- ✓ Total HH de Entrenamiento en (por actividad): R de HH de Entrenamiento.

### 5.2.4 Instrucciones de Seguridad

Todo equipo de izaje (grúas, hidrogruas, puentes grúas, auto elevadores, etc.), deberá contar con las verificaciones técnicas y funcionales correspondientes efectuadas por un taller o personal externo autorizado.

### 5.2.5 Medidas tomadas para un mejor Control de Calidad

La gestión de la calidad implica que el proyecto satisfaga las necesidades por las cuales se emprendió. Para ello será necesario buscar en forma permanente la perfección: mejora continua. Pensando en este tema, el área de calidad toma en cuenta la importancia de verificar los siguientes procesos constructivos en la ejecución de la vía férrea.

### 5.2.6 Control de calidad para la instalación de rieles sobre los durmientes:

La calidad de los rieles y de todos los elementos de fijación será certificada por el fabricante con los protocolos de los ensayos correspondientes. Se llevará un registro de trazabilidad de los rieles en el que se consigne número, lote y lugar de colocación en la vía.

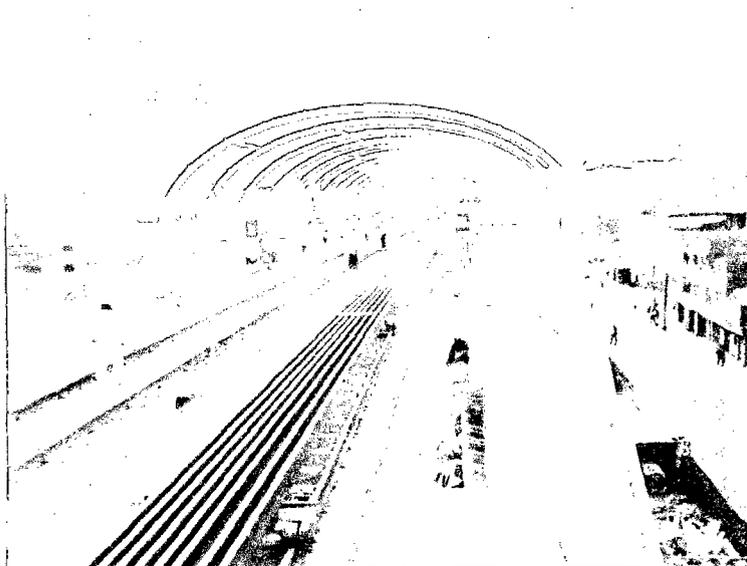


Figura. 5.7 Instalación de rieles en durmientes

### 5.2.7 Control de calidad para la ejecución de las soldaduras en los rieles:

El control de calidad y la frecuencia de pruebas, deberá estar de acuerdo con la Especificación Técnica CTEL-CTE-GEN-VFE-SPC-82012

### 5.2.8 Control de calidad para el Balasto:

El balasto a ser utilizado cumplirá con los requisitos señalados en documento CTEL-CTE-GENVFE-SPC-82003 Especificación Técnica de Balasto. La calidad de la verificación final de la vía férrea se hará con el registro VFE-PRO-82009 F1, el cual se encuentra en el anexo 4.

### 5.2.9 Control de calidad para los Durmientes:

De la fabricación de los durmientes: Los registros de calidad de los materiales (cemento, agregados, agua, acero de pretensado, acero estructural), de los ensayos de resistencia a compresión del concreto y de la pretensión de los durmientes, que sean emitidos por el fabricante, serán revisados y documentados para la elaboración del dossier respectivo. De la instalación de los durmientes: Se efectuará un control permanente de su instalación verificando espaciamiento y nivelación aproximada

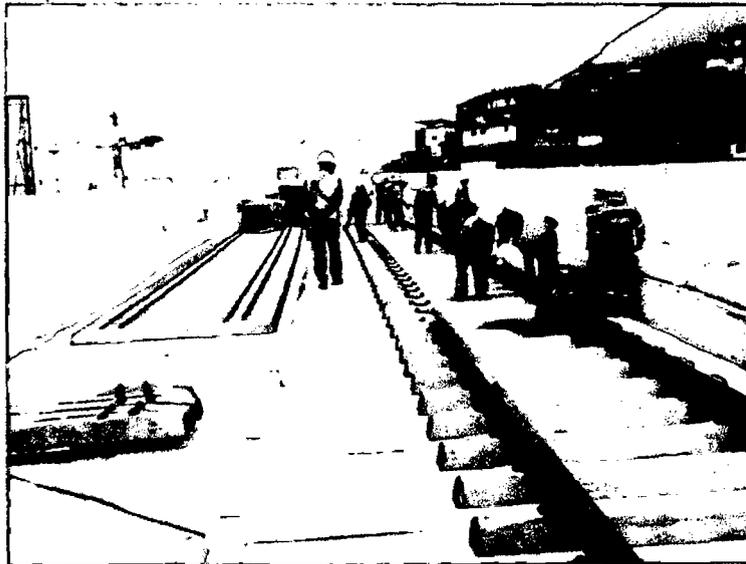


Figura. 5.8 Control de calidad de durmientes

### **5.3 PLAN DE PRUEBAS EN VIA FERREA**

Se crea con el objetivo de definir los programas de actividades para demostrar la conformidad de la superestructura de la Vía férrea de acuerdo a las exigencias de las Especificaciones Técnicas del Proyecto de Ejecución de las obras Civiles y Electromecánicas del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao: Línea 1 – Tramo 2 - Av. Grau – San Juan de Lurigancho, una vez que éstas estén concluidos los servicios de montaje e instalación de vías.

#### **5.3.1 Descripción de los Procesos de aceptación de la Vía Férrea**

Para la construcción de la Vía Férrea del Proyecto de Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao: Línea 1 – Tramo 2 – Av. Grau – San Juan de Lurigancho, los componentes del Sistema de Vía Férrea a suministrar están integrados por los siguientes ítems:

- Balasto
- Durmientes de concreto
- Rieles
- Juntas Aislantes
- Fijaciones de rieles
- Soldadura aluminotermica y electrofusión
- Parachoques
- Cambiavías.
- Sonneville

Los diferentes tipos de pruebas a realizar serán:

- Pruebas de Aceptación en Fábrica. (PAF)
- Pruebas de Aceptación in Situ. (PAS)
- Pruebas de Integración (PDI)

### 5.3.2 Programa de Inspecciones y Pruebas

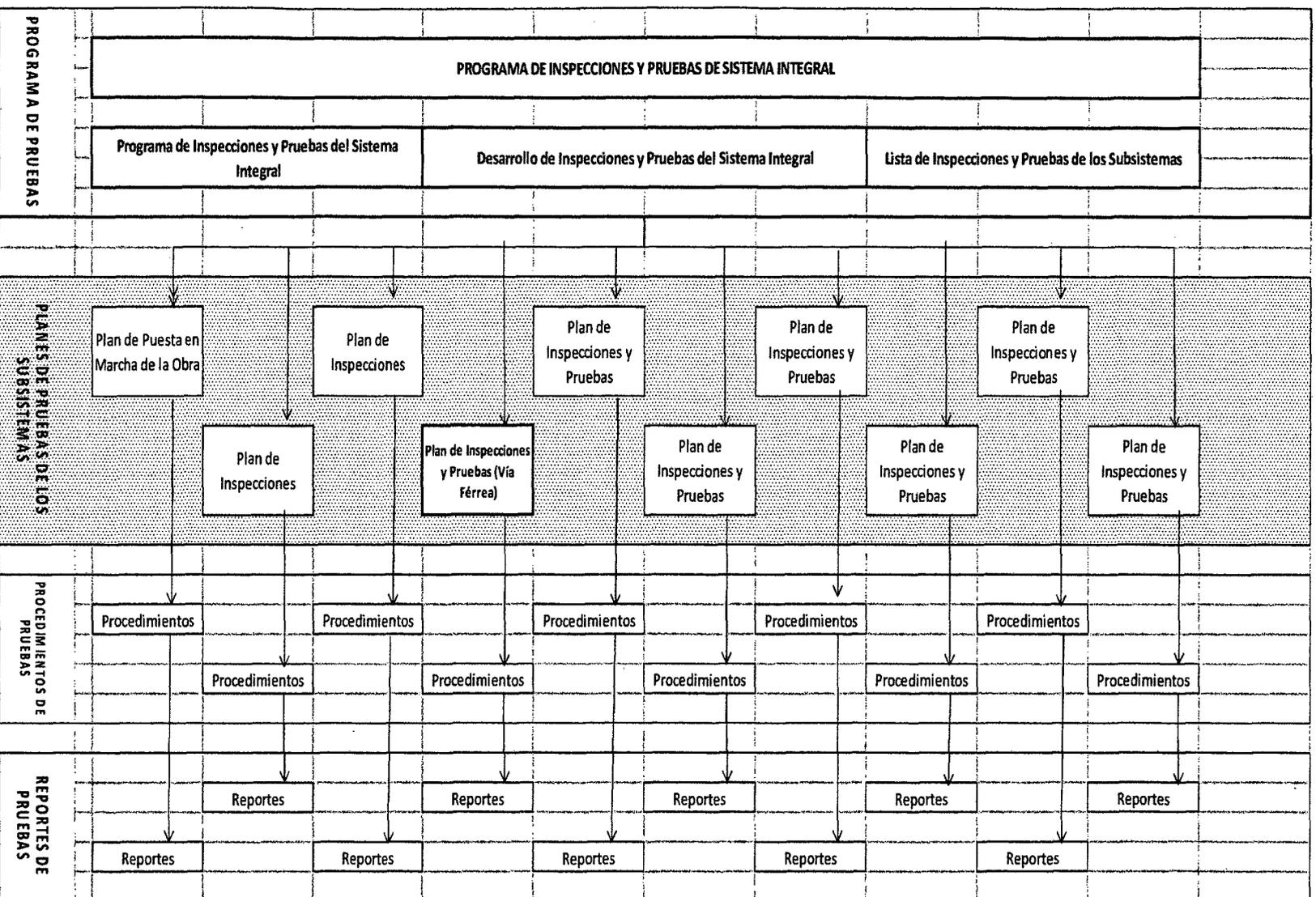


Figura. 5.9: Programa de Inspecciones y pruebas

### 5.3.3 Documentos Aplicables

Para la realización de las pruebas propuestas, se aplicaran los siguientes documentos:

- “Lista de Entrega de las Pruebas del Sistema de Vía Férrea” (anexo 4)
- “Programa de Puntos de Inspección PPI VIA FERREA” (anexo 4)
- Plan de Control de Ensayos de Contraste (anexo 4)
- Especificaciones Técnicas de los componentes de la Vía Férrea.

### 5.3.4 Pruebas

#### 5.3.4.1 Pruebas de Aceptación en Fabricación (PAF):

Estas pruebas se realizaran en las fábricas por los suministradores en presencia del cliente. Tienen por objeto comprobar que los equipos a embarcar y enviar a la obra, son fabricados exclusivamente para este proyecto y cumplen con la especificación del contrato y con todos los acuerdos tomados durante la fase de diseño del proyecto.

Los suministradores notificaran las fechas para la realización de las pruebas (45 días antes de las pruebas de fábrica, 90 días antes de las pruebas de montaje in situ y 60 días antes del inicio del funcionamiento - Pruebas Integrales), para que este pueda planificar el viaje de las personas que considere oportuno.

Los suministradores enviaran el Procedimiento y Protocolo de pruebas con una antelación a dos meses antes del comienzo de las pruebas de aceptación en fabricación (PAF).

Estas pruebas cubrirán tanto inspecciones visuales de las partes mecánicas como inspecciones del funcionamiento real siguiendo el procedimiento que se realizará para tal efecto.

Una vez que las pruebas se hayan realizado satisfactoriamente, se extenderá un certificado de aprobación para el envío de los equipos a obra.

#### **5.3.4.2 Pruebas de Aceptación in Situ (PAS):**

La instalación y montaje de los materiales y equipos será realizada por el contratista siguiendo las directrices dadas tanto por los suministradores como por las normas correspondientes, durante la instalación y montaje se llevaran a cabo algunas pruebas.

Para las pruebas in situ se realizaran las siguientes comprobaciones:

- Inspecciones visuales.
- Mediciones geométricas de tolerancias.
- Mediciones topográficas
- Mediciones de ultrasonido y dureza
- Ensayos de Laboratorio

Una vez pasados con éxito las pruebas, la Vía Férrea podrá ser usada para pruebas de otros subsistemas.

#### **5.3.4.3 Pruebas de Integración de los Subsistemas (PDI).**

Durante la construcción de la Vía Férrea, después de la compactación del balasto, se medirán tolerancias en las vías y en los cambiavías, verificando que estas queden dentro de los márgenes establecidos, y garantizando de esta manera a una circulación segura de vehículos.

Asimismo, se llevara a cabo un levantamiento topográfico completo del alineamiento como base para la documentación final. Alternativamente se usara un equipo especializado de medición de vías.

Para tener un buen funcionamiento entre cambiavías y mecanismos de cambio de agujas, el Subsistema de Vía Férrea en conjunto con el Subsistema de Señalización estarán ajustando los cambiavías, una vez que el Subsistema de Señalización haya instalado los accionamientos.

Para asegurar que todos los subsistemas y Obras Civiles hayan respetado debidamente el galibo de seguridad, el Subsistema de la Vía Férrea llevara a cabo la Prueba del Galibo.

### 5.3.4.4 Totalidad de las Pruebas

El total de las pruebas a realizar puede verse en la lista del Plan de Pruebas del Sistema de Vía Férrea.

### 5.3.5 Organización

La organización para las pruebas estará regida por el siguiente organigrama:

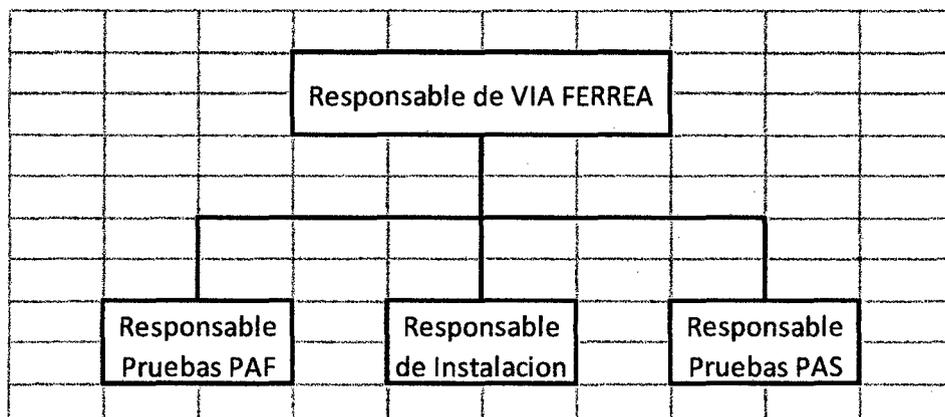


Figura. 5.10 : Organigrama de vía férrea

En todos los casos el último responsable de la calidad de las pruebas y de su realización será el Responsable de VIA FERREA.

### 5.3.6 Documentación

#### 5.3.6.1 Documentos de Pruebas

Para cada prueba se realizará un procedimiento y protocolo específico en cada componente.

Cada documento tendrá la siguiente estructura:

- Acción: Especifica la funcionalidad que se va a probar.
- Pre-requisitos: Pasos a seguir para realizar el procedimiento de la prueba.
- Resultado esperado: Cual debe ser el resultado correcto de la prueba.
- Resultado obtenido: Resultado real obtenido tras la ejecución del procedimiento de la prueba.

- Procedimiento para el caso de pruebas fallidas o con resultados fuera de tolerancias.

### **5.3.7 Documento Final de Aceptación del Sistema.**

Se elaborará un documento final de aceptación del sistema, una vez se tenga todos los documentos y/o certificados de conformidad de los materiales, equipos y procedimientos de montaje.

## 5.4 PRUEBAS A LOS DURMIENTES

Las especificaciones técnicas para durmientes Monoblock de concreto prescriben la ejecución de los ensayos que se describen con detalle en el anexo C y que fueron realizados de acuerdo a la norma AREMA, capítulo 30, ítem 4.9.1.

- Ensayo de carga vertical en el asiento del riel
- Ensayo de carga vertical para producir el momento positivo especificado
- Ensayo de carga vertical en el centro del durmiente
- Ensayo de momento positivo en el centro del durmiente
- Ensayo de cargas repetitivas en el asiento del riel (ensayo dinámico)
- Ensayo de adherencia y carga final de los elementos de pretensado.
- Ensayo de arranque de los anclajes
- Ensayo de torque
- Ensayo de impedancia eléctrica

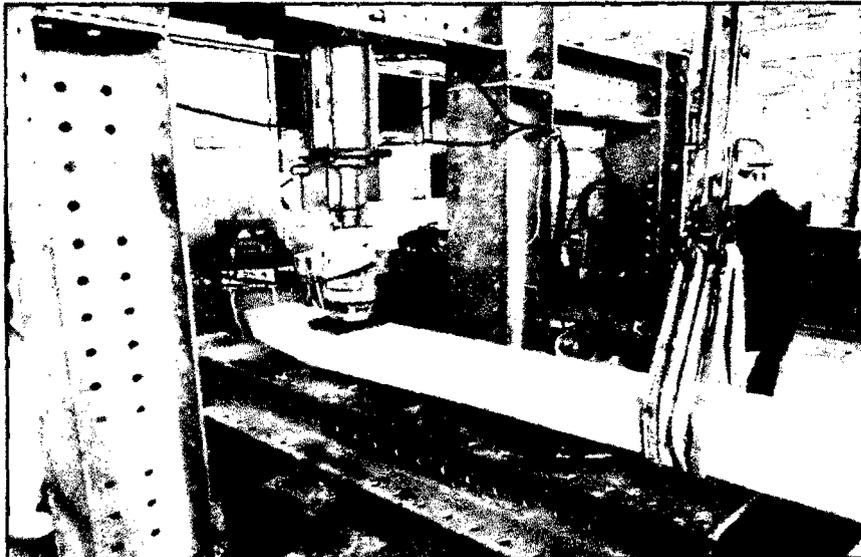


Figura. 5.11: Ensayo de durmientes

## **5.5 CONTROL DE PUNTOS DE LA VÍA FÉRREA**

### **5.5.1 Alineamiento**

En toda la longitud de vía del tramo a recibir se efectuará la medición de la alineación en recta y en curva, la cual se efectuará con el empleo de un dispositivo específico de sensibilidad adecuada a vías férreas, considerado en las especificaciones técnicas.

Los controles de alineación deben ser presentados en formatos de control topográfico, previos a la inspección del tramo.

### **5.5.2 Nivelación**

La nivelación longitudinal y transversal del eje de la vía será medida en cada tramo a inspeccionar; esta medición se efectuará simultáneamente a las alineaciones y con el mismo dispositivo, capaz de coleccionar el conjunto de datos, de acuerdo a las tolerancias establecidas en el Expediente Técnico.

### **5.5.3 Trocha y peralte**

Dentro del tramo en que se efectúa la inspección, se medirá la trocha, usando para tal fin el dispositivo considerado, que colecciona en simultáneo todos los parámetros que permitan verificar las tolerancias geométricas establecidas.

El peralte es medido por la diferencia de niveles de los rieles en una misma progresiva, de acuerdo a los valores que corresponden a cada curva de transición o curva circular; la medición se efectuará cada 5 m en curvas y cada 10 m en rectas.

### **5.5.4 GRP System FX**

El GRP System FX de Amberg es un instrumento de precisión, pensado y desarrollado tanto para el montaje inicial de la vía como para realizar auscultaciones sobre ella, con lo cual puede ser utilizado en todas las fases de montaje, nivelaciones sucesivas, así como el mantenimiento de la línea en los años posteriores.

Este equipo permite medir los principales parámetros de la vía permanente, como las dimensiones sobre rieles, cotas, ancho, alineación, elevación y peralte; colecciona datos de forma integrada, sustituye a la vez al nivel óptico, la regla de

anchos, las asas o manoplas de flechado y otros, dando información al usuario de una forma clara, con mejor precisión, generando una base de datos de todos los elementos necesarios para la perfecta ubicación geométrica de la vía.

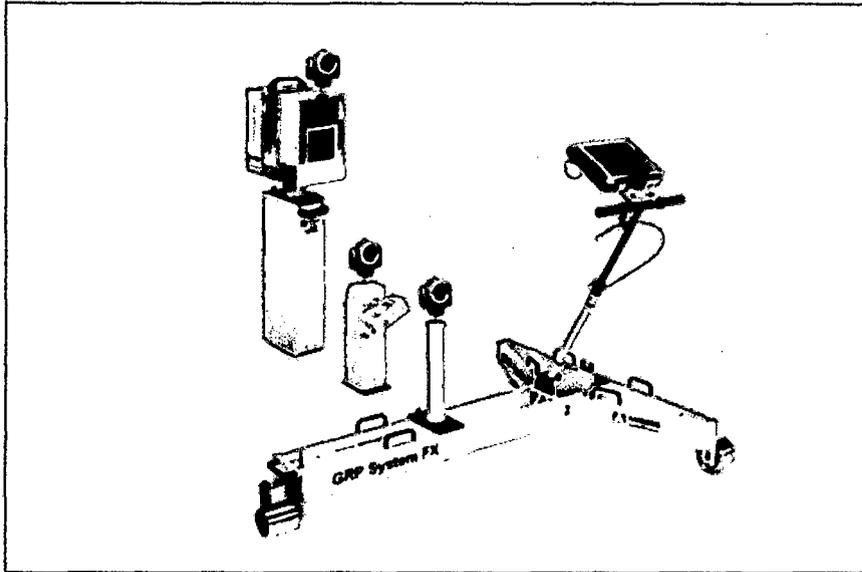


Figura. 5.12: GRP System FX

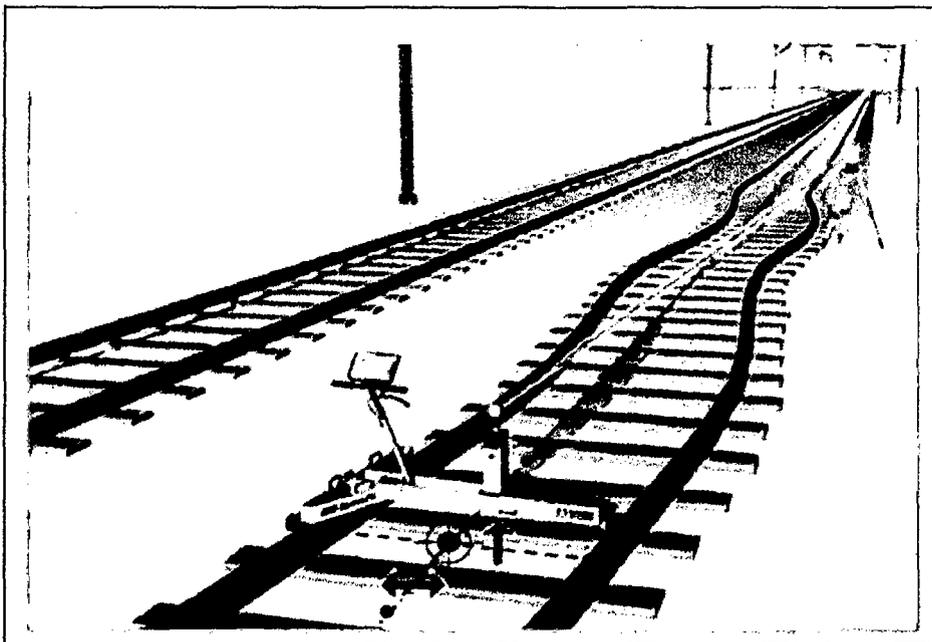


Figura. 5.13: Distribución del sistema GRP System FX

Para más información de esta sección consultar el anexo C.

## CAPÍTULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1 CONCLUSIONES

- ✓ La fabricación de uno de los elementos fundamentales de la superestructura de vía, los durmientes, ha tenido un proceso constructivo en las que se ha verificado con ensayos de adherencia, ensayos de control dimensional, resistencias a la compresión del concreto utilizado, además se le ha incluido los controles de calidad en cada etapa de la producción, por lo que se ha logrado que los durmientes producidos y colocados cumplan las características requeridas.
- ✓ Con el uso del GPR SYSTEM, sensores trolley y la bateadora niveladora y compactadora de balasto se ha logrado disminuir la cantidad de cuadrillas de topógrafos, se ha ganado calidad y se ha disminuido el plazo de ejecución.
- ✓ Se concluye para el Sonnevile como un sistema que da solución a los principales problemas de la construcción de vías férreas, además de lograr una gran aceptación en el mundo, han sido usados en sistemas de trenes de alta velocidad, que no se compara en nada con la velocidad promedio que se va a manejar en nuestro país de 40km/h.
- ✓ El sistema LVT logra un mínimo ruido y puede llegar a trabajar a 30 db. Las piezas son de cambio independiente, pues no es necesario cambiar por bloques como el sistema tradicional. El sistema es ajustable a todo tipo de construcciones de vías férreas, es por eso este sistema es utilizado en trenes de alta velocidad. Sistema nuevo en el mercado peruano pero el costo beneficio es la mejor manera de inclinarse por el sistema. El sistema trabaja en todo tipo de clima, pues en Europa trabaja desde los años 1995.
- ✓ Se analizó, verificó y validó la distancia entre los ejes de vías férreas (3.80m) tanto en tangente como en curva, encontrándola adecuada para el tipo de material rodante que utilizaran estas instalaciones.
- ✓ El diseño desarrollado para el proyecto está basado en la norma AREMA, que considera tanto el confort de los pasajeros como la distancia visual.

- ✓ El uso de contraríeles es usual en vías con curvas de radio reducido unidas mediante eclisas, el cual no es nuestro caso. La implementación de contraríeles en la vía originará la necesidad de fabricación de durmientes especiales para la instalación y stock de repuesto.
- ✓ Se comprobó a través de la elaboración del presente trabajo, que los tres aspectos (calidad, seguridad y medio ambiente) que se revisaron, son fácilmente integrables en sus aspectos generales y que cada uno de estos sistemas se apoyan sobre la búsqueda de la mejora continua.

## 6.2 RECOMENDACIONES

- Debe verificarse el certificado del fabricante de los rieles, con los protocolos de ensayos correspondientes.
- La colocación de los rieles y su fijación serán controladas permanentemente de modo que se verifique una adecuada y completa colocación de todos los elementos de fijación.
- Debe llevarse un registro de trazabilidad de los rieles en el que se consigne número, lote y lugar de colocación en la vía.
- Para un posterior mantenimiento de las vías, se marcará con pintura la progresiva del eje del viaducto en un lugar visible y adecuado para su reconocimiento.
- Se debe verificar la temperatura en la cual se sueldan los rieles, procurando que esta se encuentre dentro del rango de temperatura neutra. De no ser posible, será necesario realizar los servicios de alivio de tensión.
- Bajo el desarrollo de las actividades se deben cumplir las normas de seguridad establecidas por la entidad ejecutante.

## BIBLIOGRAFÍA

- AREMA, Manual for Railway Engineering, American Railway Engineering Association – 2012.
- Autoridad Autónoma del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo, “Expediente Técnico Final del Proyecto Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao – Línea 1: Tramo Avenida Grau – San Juan de Lurigancho”, Lima, Perú, 2012.
- Fuentes Ortiz, César; “Ingeniería Portuaria”, Ed. N° 01, Editorial COPER Editores, Lima Perú 2001.
- Gonzales Fernandez, Francisco; “Ferrocarriles Metropolitanos”, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, España, 2008.
- Medina Sánchez, Eduardo; “Construcción de estructuras de hormigón armado”, 2º edición
- Nilson, Arthur, “Diseño de estructuras de Concreto Preesforzado”, Editorial LIMUSA, México D.F., 1990.
- T.Y.Lin, “Diseño de estructuras de Concreto Preesforzado”, 2da. Edición, CECSA, Berkeley, California, 1963.
- Torrejón Palomino, Alejandro Juan Iván; “Programación y procesos constructivos del Viaductos Pano en Sant Pol de Mar (Barcelona)”, Tesis para obtener el Título Profesional de Ing. Civil - UNI, Lima Perú 1998.
- Villaronte Fernandez, Juan Antonio; “Tecnología e Ingeniería Ferroviaria, procedimientos constructivos e instalaciones”, editorial Collado Madrid 2009.

## **ANEXOS**

### **ANEXO A:**

Informe de Estudios Geotécnicos -CD

Informe de Poligonal - CD

Estudio de Peligro Sísmico – CD

Perfil Geotécnico - CD

### **ANEXO B:**

Carta AATE, de autorización para uso de información.

### **ANEXO C:**

Información técnica - (versión completa en CD).



**PERÚ** Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Viceministerio de Transportes

AATE

Reg- 03543-2013

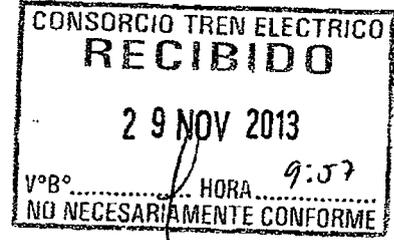


"Decenio de las Personas con Discapacidad en el Perú"  
"Año de la Inversión para el Desarrollo Rural y la Seguridad Alimentaria"

San Borja, 29 NOV 2013

CARTA N° 693 - 2013-MTC/33.1

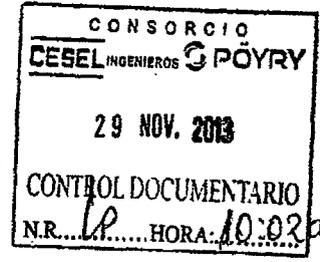
Señores  
**CONSORCIO CESEL - PÖYRY**  
Av. Aviación Cdra. 19 s/n - VIDENA  
San Luis



Atención : **ING. ROBERT JUNGKIND**  
Gerente General de Supervisión

Asunto : Uso de información para elaboración de Tesis de Grado

Referencia : Carta s/n de fecha 28.11.2013



De mi consideración:

Es grato dirigirme a usted en relación a la carta de la referencia, para comunicarle que autorizamos el uso de la información para la preparación de la Tesis de Grado "Proceso constructivo de la vía férrea desde Patio de Maniobras hasta la Estación Los Jardines – Proyecto Tren Eléctrico – Tramo 2" del Sr. Herikson Noe Soto Canto, lo que hacemos de su conocimiento para los fines pertinentes.

Sin otro particular, quedo de usted.

Atentamente,

  
.....  
Ing. Walter Arboleda Gordon  
Gerente  
Unidad Gerencial de Supervisión y Control de Obras  
Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico

JUD/....  
Se adjunta carta s/n del 28.11.2013

Lima, 28 de Noviembre del 2013

Señor Ingeniero  
**WALTER ARBOLEDA GORDON**  
Director Ejecutivo  
**AUTORIDAD AUTONOMA DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE  
LIMA Y CALLAO**

**Asunto: Solicitud de uso de información para elaboración de Tesis de Grado**

De mi mayor consideración:

Es grato dirigirme a usted para solicitar su apoyo para la elaboración de la Tesis de Grado que me permita obtener el título profesional de Ingeniero Civil.

Actualmente soy egresado de la Facultad de Ingeniería civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, con el título de bachiller y vengo desempeñándome como Controlador de Obra por parte de la Supervisión Consorcio CESEL-PÖYRY. Por lo que decidí desarrollar un tema de tesis para la mejora de mi nivel profesional. El Título de la Tesis es "PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA VIA FERREA DESDE PATIO DE MANIOBRAS HASTA LA ESTACION LOS JARDINES – PROYECTO TREN ELÉCTRICO TRAMO 2"

Se ha preparado en coordinación con mi asesor el contenido de mi Plan de Tesis, en el que existe el CAPITULO 4: PROCESO CONSTRUCTIVO DE VIA FERREA, donde encuentro la necesidad de tener la autorización de su representada para poder usar con fines académicos la información referente al proceso de construcción de la vía férrea, planos y procedimientos, que serán colocados en los anexos. Se indicara cada vez que se requiera en la Tesis que la información es propiedad de la AATE. Adjunto plan de Tesis.

Quedo a la espera de contar con su apoyo y estoy a su disposición de cualquier reunión.

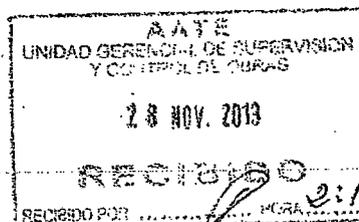
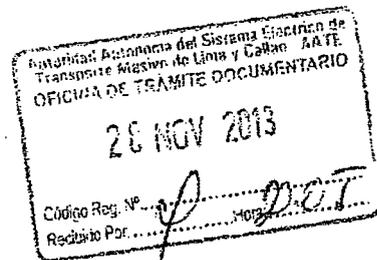
Atentamente



Herikson Noe Soto Canto CEL: 964334338

Correo electrónico: hsotoc@uni.pe

AV. WISSE 172 H26 LT 01  
S. J. L. ALT. PRO 6.



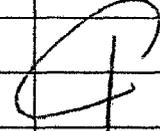
## **ANEXO C**

**MEMORIA DE CALCULO:VIA FERREA PRICIPAL**

**EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y  
ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE  
TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO**

**LINEA 1 : TRAMO 2  
AVENIDA GRAU – SAN JUAN DE LURIGANCHO**

  
MARIANO ONAT VALLE  
C.I.P. N° 1136 - T  
JEFE DE PROYECTO  
CONSORCIO TREN ELECTRICO

01	30-Mar-12	Aprobado para Construcción	 TYL	MCA	 WVI
0A	13-Ene-12	Emitido para Revisión	TYL	MCA	WVI
Rev.	Fecha dd-mmm-aa	Descripción de la revisión	Preparado por Visa	Revisado por Visa	Aprobado por Visa

CLIENTE:



CONTRATISTA:



**TYLIN INTERNATIONAL**  
engineers | planners | scientists

*Este documento es propiedad del Consorcio Tren Eléctrico. Este documento no puede ser copiado o transmitido a terceros sin autorización previa.*

Tipo de Documento :

MEMORIA DE CALCULO

Identificación de la documentación:

Estado :

C T E L T Y L G E N V F E C A L 8 2 0 1 0 0 1

APC

Título del Documento:

**MEMORIA DE CALCULO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIA FERREA  
PRINCIPAL Y TERCERA VÍA**

Ref.: 08.01; 08.02.

Supervisión:  CONSORCIO <b>CESEL INGENIEROS</b> 	Aprobado sin comentarios	Cód. 1	Firma:	Página:  1/17
	Aprobado con comentarios	Cód. 2		
	Revisar y reenviar	Cód. 3		

	<b>EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO</b> LINEA 1 - TRAMO 2 AV. GRAU – SAN JUAN DE LURIGANCHO	Doc. N°: CTEL-TYL-GEN-VFE-CAL-82010	
		Rev.: 01	Fecha: 30-Mar-12
	<b>Memoria de Cálculo – Diseño Estructural de la Vía Férrea Principal y Tercera Vía</b>		Página: 3/17

## INDICE

<b>HOJA DE REVISION .....</b>	<b>2</b>
<b>INDICE.....</b>	<b>3</b>
<b>1. ALCANCES Y PROPOSITO .....</b>	<b>4</b>
<b>2. DOCUMENTOS DE REFERENCIA .....</b>	<b>4</b>
<b>3. MEMORIA DE CALCULO DE LOS DISEÑOS .....</b>	<b>4</b>
3.1 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL RIEL 115RE EN VÍAS CON BALASTO.....	4
3.2 CÁLCULO PARA DETERMINAR LA PROFUNDIDAD MÍNIMA DEL BALASTO .....	7
3.3 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL RIEL 115RE EN VÍAS DE HORMIGÓN .....	11
3.3.1 METODOLOGÍA .....	11
3.3.2 ANÁLISIS.....	12
3.4. CASO DE CARGA PARA UN ESPACIAMIENTO DE 650MM.....	12
3.4.1 RESULTADOS .....	12
3.4.2 ANÁLISIS DE SALIDAS .....	12
3.4.3 MÁXIMA TENSIÓN .....	12
3.4.4 DEFLEXIÓN MÁXIMA .....	13
3.3.5 MÁXIMA TENSIÓN DE FATIGA .....	14
<b>APÉNDICE I.- CARGA VIVA DE VEHÍCULOS .....</b>	<b>16</b>
<b>ANEXO I.- PERFIL DEL RIEL 115 RE .....</b>	<b>17</b>

	<b>EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO</b> LINEA 1 - TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO  <b>Memoria de Cálculo – Diseño Estructural de la Vía Férrea Principal y Tercera Vía</b>	Doc. N°: CTEL-TYL-GEN-VFE-CAL-82010	
		Rev.: 01	Fecha: 30-Mar-12
		Página: 2/17	

**HOJA DE REVISION**

Rev. N°	Estado	Descripción de la Revisión
0A	EPR	Emitido para revisión
01	APC	Aprobado para Construcción



EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y  
ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE  
TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO  
LINEA 1 - TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Doc. N°  
CTEL-TYL-GEN-VFE-CAL-82010

Rev.: 01

Fecha: 30-Mar-12

Memoria de Cálculo – Diseño Estructural de la Vía  
Férrea Principal y Tercera Vía

Página: 5/17

Donde: M = Momento flector [ N.mm]  
F = Fuerza de corte [N]  
y = Deflexión del riel [mm]  
M<sub>0</sub> = Momento flector bajo la carga  
F<sub>0</sub> = Fuerza de corte bajo la carga  
y<sub>0</sub> = Deflexión bajo la carga  
Q = Carga de la rueda [N]  
E = Módulo de Young para rieles de acero [N/mm<sup>2</sup>]  
I<sub>xx</sub> = Momento de inercia de la sección de riel [mm<sup>4</sup>]

$$l_c = \sqrt[4]{\frac{EI}{K_T}} [mm]$$

Donde K<sub>T</sub> es el Módulo de Vía [N/mm<sup>2</sup>]

En el punto donde la rueda se encuentra en contacto con el riel, x=0 y los valores para M, F e y son:

$$M_0 = \frac{Ql_c}{2}$$

$$F = -\frac{Q}{2}$$

$$y = \frac{Ql_c^3}{2\sqrt{2}EI_{xx}}$$

Para el Proyecto del Tren Eléctrico de Lima, la carga por eje es de 17t. Efectos dinámicos pueden aumentar la carga instantánea en algún punto del Riel; se incorpora un factor de carga dinámico conservador de 1,8, lo que contemplaría las fuerzas generadas por una locomotora de rescate viajando a velocidad moderada.

$$Q = \text{peso por rueda} = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 17,000 \text{ kg} \times 9.81 \text{ m/s}^2 \\ = 150.1 \text{ kN}$$

E = Módulo de Young para acero de riel = 206 Gpa

I<sub>xx</sub> = Momento de Inercia de riel 115 RE (57 kg/m) = 27.4 x 10<sup>6</sup> mm<sup>4</sup>

K<sub>T</sub> = Módulo de vía (de riel), asumido como 50 N/mm<sup>2</sup> (valor conservador)

$$l_c = \sqrt[4]{\frac{EI}{K_T}} [mm] = \sqrt[4]{\frac{2.06 \times 10^5 \times 27.4 \times 10^6}{50}}$$

$$= 580 \text{ mm}$$

En x=0

	<b>EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO</b> LINEA 1 - TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO  <b>Memoria de Cálculo – Diseño Estructural de la Vía Férrea Principal y Tercera Vía</b>	Doc. N° CTEL-TYL-GEN-VFE-CAL-82010	
		Rev.: 01	Fecha: 30-Mar-12
		Página: 4/17	

## 1. ALCANCES Y PROPOSITO

Este documento tiene por finalidad presentar la memoria de cálculo del diseño estructural de la Vía Férrea Principal y Tercera Vía, así como indicar los valores límites a observar en la vía para altura de balasto, tipo de riel, espaciamiento de durmientes, etc.

De la consideración y conciliación de estos valores límites resultará la elección del diseño a aplicar en tangente y en curva dada, para la confección de las secciones transversales y definición del material.

## 2. DOCUMENTOS DE REFERENCIA

**2.1** Para la aplicación de la especificación se cumplirá lo establecido en los documentos técnicos oficiales:

- Cálculo de estructuras de vía.
- Vías de Tren Británicas (British Railway Track), sexta edición [Instituto de Ingenieros de Superestructura de Vías, 1993].
- Cargas de balasto basado en la teorías de Timoshenko y Hay.
- Normas de la Asociación Americana de Ingeniería Ferroviaria y Mantenimiento de la Vía [American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA)]

**2.2** La documentación técnica complementaria: I.S.O., U.I.C., C.E.N., AREMA, ALAF podrán ser consultados o usados, siempre que no se incurra en incompatibilidades, no se disminuya la calidad y se conserve el carácter de obligatorio cumplimiento de la documentación técnica.

**2.3** Lo establecido en esta Especificación prevalece sobre cualquiera de los documentos técnicos complementarios de exigencias menores a las de la presente Especificación.

## 3. MEMORIA DE CALCULO DE LOS DISEÑOS

La metodología de cálculo abajo fue extraída de la norma de Vías de Tren Británicas (British Railway Track), sexta edición [Instituto de Ingenieros de Superestructura de Vías, 1993]

### 3.1 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL RIEL 115RE EN VÍAS CON BALASTO

El comportamiento estructural de los rieles bajo la acción de cargas verticales de trenes en movimiento es complejo de modelar con precisión debido a la interacción de una gran cantidad de componentes de la vía. Mientras métodos modernos permiten tomar en consideración un número cada vez mayor de parámetros, es tradicional asumir que dado que los durmientes se encuentran tan cercanos entre sí en comparación con el largo total de los rieles, que éstos pueden ser considerados como un apoyo continuo. Las fórmulas utilizadas son conocidas como las ecuaciones de Zimmerman, nombradas así en honor de un ingeniero que realizó investigaciones en el área a comienzos del siglo XX.

A una distancia  $x$  desde un punto de aplicación de la carga de rueda del tren, el momento flector  $M$ , fuerza de corte  $F$  y deflexión,  $y$ , son:

$$M = \frac{Ql_c}{2} \cdot e^{\frac{x}{l_c\sqrt{2}}} \cdot \cos\left[\frac{x}{l_c\sqrt{2}} + \frac{\pi}{4}\right]$$

$$F = -\frac{Q}{2} \cdot e^{\frac{x}{l_c\sqrt{2}}} \cdot \cos\left[\frac{x}{l_c\sqrt{2}}\right]$$

$$y = \frac{Ql_c^3}{2EI_{xx}} \cdot e^{\frac{x}{l_c\sqrt{2}}} \cdot \cos\left[\frac{x}{l_c\sqrt{2}} - \frac{\pi}{4}\right]$$

	<b>EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO</b> LINEA 1 - TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO	Doc. N° CTEL-TYL-GEN-VFE-CAL-82010
		Rev.: 01      Fecha: 30-Mar-12
	<b>Memoria de Cálculo – Diseño Estructural de la Vía Férrea Principal y Tercera Vía</b>	Página: 7/17

generalmente se aplica un enfoque empírico, el cual asume la siguiente fórmula:

$$M_y = \frac{Y \cdot s}{4}$$

Donde: Y = carga lateral  
s = espaciamento de durmientes

La carga lateral máxima es calculada basado en el menor radio de curvatura de 100 m con el tren viajando a 20 km/h, con una deficiencia de peralte del 50%:  
En este caso:

$$\text{Aceleración Lateral} = \frac{V^2}{r} = \frac{\left(\frac{20,000}{3600}\right)^2}{100} = 0.3086 \text{ m/s}^2$$

La carga lateral es entonces igual a 0.3086 x carga vertical de rueda

$$M_y = \frac{Y \cdot s}{4} = \frac{0.3086 \times 150.1 \times 10^3 \times 650 \times 10^{-3}}{4} = 7.52 \text{ kNm}$$

La distancia máxima desde el eje vertical,  $x_{\max}$ , es la mitad de del ancho de la base del riel, la cual para un riel 115RE es de  $\frac{1}{2} \times 140 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$ .

Con esto, la tensión máxima es de:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_y \times x_{\max}}{I_{yy}} = \frac{7.52 \times 10^6 \times 70}{4.47 \times 10^6} = 117.8 \text{ N/mm}^2$$

La tensión lateral es mucho menor que la tensión de fluencia del riel, por lo que el riel no fallará por fluencia lateral.

### 3.2 CÁLCULO PARA DETERMINAR LA PROFUNDIDAD MÍNIMA DEL BALASTO

En esta memoria se calculan las cargas de balasto basadas en la teorías de Timoshenko y Hay.

Sección de Riel:	115RE
Módulo de Elasticidad	E=206Gpa
Momento de Inercia	I = 27.4 x 10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
Carga de Eje de Vehículo	=17 t = 167 kN
Factor de carga dinámica	= 1.8
Espaciamento de Durmientes	= 650 mm
Módulo de Vía	= 34.5 N/mm <sup>2</sup> (para durmientes de concreto)
Carga de Durmiente	= $\beta \cdot a \cdot P$

Donde: a = espaciamento de durmiente  
P= carga de eje

$$\beta = \left(\frac{u}{4EI}\right)^{\frac{1}{4}} \text{ donde } u = \text{módulo de vía}$$

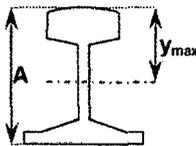
$$M_0 = \frac{Ql_c}{2} = \frac{150.1 \times 10^3 \times 580}{2} = 43.5 \text{ kNm}$$

$$F = -\frac{Q}{2} = -75.1 \text{ kN}$$

$$y = \frac{Ql_c^3}{2\sqrt{2}EI_{xx}} = \frac{(150.1 \times 10^3) \times 580^3}{2\sqrt{2} \times (2.06 \times 10^5) \times (27.4 \times 10^6)} = 1.834 \approx 2 \text{ mm}$$

Esta deflexión se encuentra de acuerdo a las tolerancias requeridas ( $y = 6.35 \text{ mm}$ , tolerancia recomendada por AREMA como base de diseño para vías férreas).

### Tensión Verticales



La tensión máxima en el riel se calcula de acuerdo a las fórmulas de flexión de vigas normales

Para el riel de sección 115E:

Altura de riel,  $A = 168.28 \text{ mm}$

Distancia del eje neutro al extremo superior del riel =  $92.59 \text{ mm}$

La tensión máxima ocurre donde la distancia medida desde el eje neutro es la mayor en la sección.

El extremo superior del riel se encuentra a  $92.59 \text{ mm}$  del eje neutro.

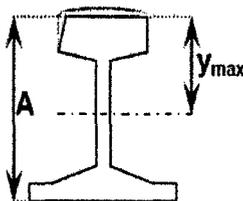
La base del riel a  $168.28 - 92.59 = 75.69 \text{ mm}$

La tensión máxima se produce entonces en el extremo superior del riel.

$$\sigma_{\max} = \frac{My_{\max}}{I_{xx}} = \frac{43.5 \times 10^6 \times 92.59}{27.4 \times 10^6} = 146.99 \text{ N/mm}^2$$

La tensión última del acero de riel es de  $960 \text{ N/mm}^2$ .

Por ello,  $\sigma_{\max} \ll \sigma_{\text{uts}}$ , por lo que el riel no entrará en fluencia.



Con el paso del tiempo, la cabeza del riel será desgastada por el tráfico del tren de pasajeros pasando sobre él (ver figura más abajo). Esto reducirá la sección del riel, reduciendo su capacidad de flexión. Para los propósitos de cálculo, se asume que el momento de inercia de la sección se reduce en un 20% y que la altura en el extremo superior del riel se reduce en  $11 \text{ mm}$ . Se asume que el eje neutro se mantiene aproximadamente en el mismo lugar.

$$\sigma_{\max} = \frac{My_{\max}}{I_{xx}} = \frac{43.5 \times 10^6 \times 81.59}{27.4 \times 10^6 \times 80\%} = 161.91 \text{ N/mm}^2$$

Aún cuando el riel se desgaste, las tensiones en el riel serán mucho menores que la tensión de fluencia y no habrá riesgo de que el riel falle por flexión.

### Tensión Laterales

Aún cuando el momento de flexión lateral puede ser calculado teóricamente utilizando el Momento de Inercia  $I_{yy}$  en lugar de  $I_{xx}$  y "módulo de vía lateral" teórico, existen muchas incertidumbres y por ello

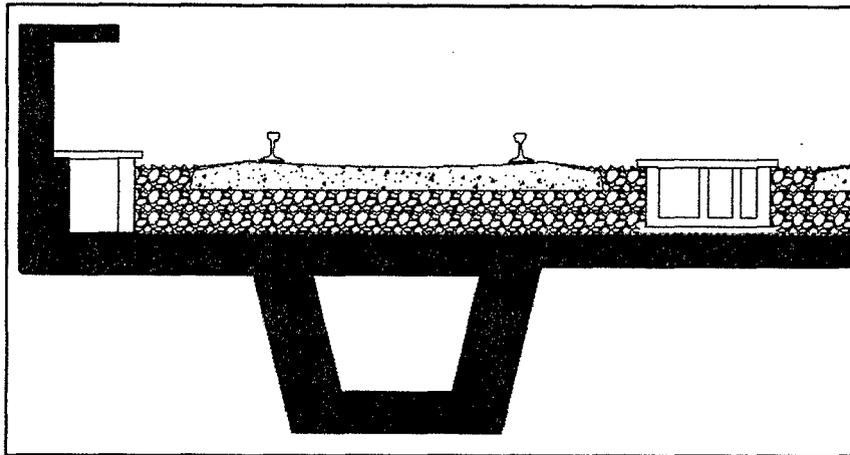


Figura N° 2: Gráfico del confinamiento del balasto

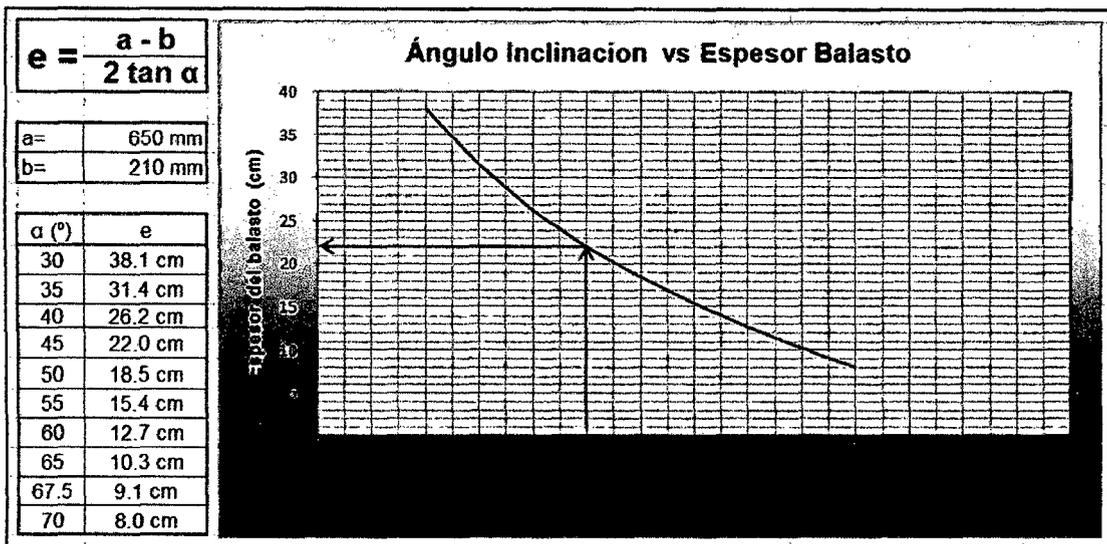


Figura N° 3

Como se observa en la figura N°3, la profundidad mínima de balasto = 220 mm para un ángulo de 45°.

Entonces la profundidad de balasto mínima debe lograr que la carga se distribuya a lo largo de la base del balasto.

A continuación se determina el espesor mínimo de balasto (220mm) (Figura N°1) para que los conos de tensión alcancen el fondo del balasto y no exista una interferencia entre los conos de tensión de dos durmientes consecutivos, por eso en los siguientes cálculos se muestra  $\Delta = 0mm$  (Figura N°1)

$$\Delta = A - \left(\frac{B}{2} \times 2 + 2P\right)$$

$$\Delta = A - (B + 2P)$$

$$\Delta = 650mm - (210mm + 440mm)$$

$$\Delta = 650mm - 650mm = 0mm$$

Esta profundidad variará de acuerdo al espaciamiento del durmiente seleccionado. Por eso es que una pequeña cantidad adicional de balasto (10% adicional) se recomienda para asegurar que la carga se distribuye a lo largo de todo el material de soporte.

$$= 0.0011 \text{ mm}^{-1}$$

Carga de Durmiente	= 119.4 KN
Tipo de Durmiente:	Monobloque
Largo de Durmiente	= 2510 mm
Ancho de Durmiente	= 210 mm

Los datos anteriores corresponden a durmientes contemplados en las normas AREMA 2009 (Chapter 30: Ties, Appendix - Crosstie Performance Matrix, Table 30-A-1. Mechanical Properties)

$$\text{Carga de Balasto} = \frac{\text{Carga de Durmiente}}{\frac{2}{3} \times \text{Área de soporte de durmiente}} = \frac{119400N}{\frac{2}{3} \times 2.5 \text{ m} \times 0.21 \text{ m}}$$

$$\text{Carga de Balasto} = 0.341 \text{ Mpa}$$

Profundidad de Balasto:

La tensión se asume que se distribuye como sigue:

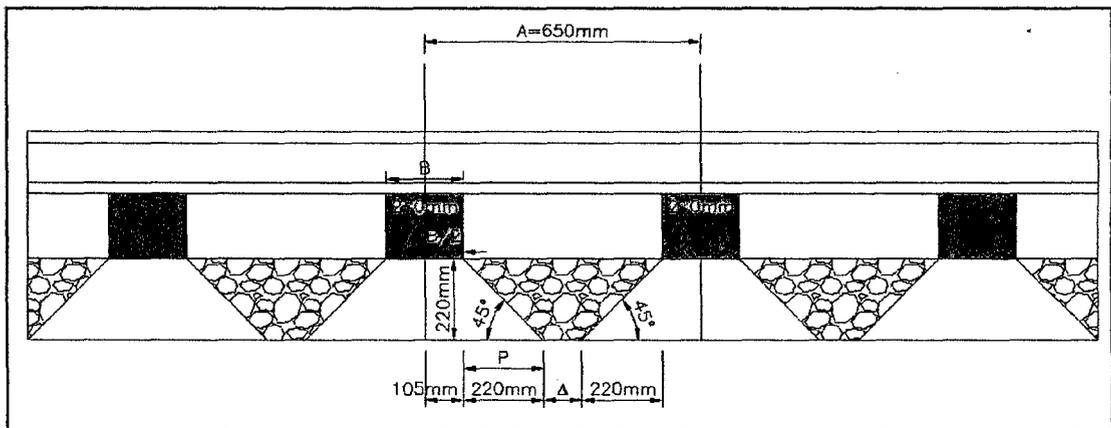


Figura N° 1

$$\text{Profundidad de balasto mínima} = \left( \frac{a-b}{2 \tan \alpha} \right)$$

Donde  $\alpha$  es el ángulo de fricción del balasto,  $a$  es el espaciamiento de los durmientes y  $b$  es el ancho de los durmientes.

El Ángulo de fricción tomado es de  $\alpha = 45$  grados, este ángulo de fricción se sacó del criterio europeo tomado del libro "Tratado de Ferrocarriles I", Autor: F. Oliveros, Editorial Rueda, Capítulo 5. Balasto, Fig. 5.16.

El valor correspondiente al ángulo de fricción es mayor que  $45^\circ$  en condiciones de confinamiento como es el caso de los parapetos en el viaducto (Figura N°2), pero para nuestro caso tomamos un valor conservador de  $45^\circ$ .

	<b>EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO</b> LINEA 1 - TRAMO 2 AV. GRAU – SAN JUAN DE LURIGANCHO  <b>Memoria de Cálculo – Diseño Estructural de la Vía Férrea Principal y Tercera Vía</b>	Doc. N° CTEL-TYL-GEN-VFE-CAL-82010	
		Rev.: 01	Fecha: 30-Mar-12
		Página: 11/17	

**Espesor Total 650 mm**

### 3.3 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL RIEL 115RE EN VÍAS DE HORMIGÓN

#### Datos de Entrada

#### 1. Cargas

- a. Las cargas verticales de 2 configuraciones de carga de vehículos - ver detalles en el Apéndice I.
- b. Las cargas laterales de 2 configuraciones de carga de vehículos asumiendo una carga lateral en cada rueda debido a fuerzas centrífugas cuando se trate de una curva de radio pequeño más una fuerza de empuje de acuerdo a la norma BS5400 parte (2 8.2.8 Nosing)

#### 2. Detalles de la sección de riel:

La sección de riel es 115RE (Ver Anexo 1: Perfil del Riel 115 RE)

#### 3. Espaciamiento del soporte del riel= 650 mm

#### 4. Tensión última del riel = 960 N/mm<sup>2</sup>

#### Elementos de salida requeridos

Cálculos documentados de los siguientes elementos, para los dos tipos de configuraciones de carga y los 4 diferentes espaciamientos de soporte de rieles especificados en los datos de entrada indicados más abajo.

1. Tensiones máximas en rieles bajo la carga vertical del paso de un vehículo
2. Tensiones máximas en rieles bajo la carga lateral del paso de un vehículo
3. Deflexiones máximas en rieles bajo la carga vertical del paso de un vehículo
4. Deflexiones máximas en rieles bajo la carga lateral del paso de un vehículo
5. Tensiones de fatiga máximas en rieles bajo carga vertical
6. Tensiones de fatiga máximas en rieles bajo carga lateral

#### 3.3.1 METODOLOGÍA

Bajo la carga vertical producida por el paso de un vehículo, el riel será modelado como viga continua sobre durmientes con sección equivalente utilizando el método de la línea de influencia al aplicar una carga por eje en varias ubicaciones tanto verticales como laterales para obtener el máximo momento de flexión. Luego se verificará si la flexión máxima se encuentra dentro de la máxima resistencia a la tracción del riel.

Aunque la sección característica asumida en el software computacional es aproximadamente una sección de la viga, es posible utilizar sólo el valor de salida de momento de flexión y fuerza de corte ya que su valor depende de las características de la sección transversal y se deberá calcular la tensión y deflexión con las actuales propiedades de sección transversal.

La máxima deflexión ocurre en el punto medio del espacio entre apoyos bajo carga axial



**EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y  
ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE  
TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO  
LINEA 1 - TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO**

**Memoria de Cálculo – Diseño Estructural de la Vía  
Férrea Principal y Tercera Vía**

Doc. N°  
CTEL-TYL-GEN-VFE-CAL-82010

Rev.: 01

Fecha: 30-Mar-12

Página: 10/17

Las cifras en la columna "Cantidad aproximada de durmientes" representan la cantidad de durmientes por kilómetro de vía.

Espaciamiento (mm)	Cantidad aproximada Durmientes (#/Km)	Balasto Min + 10% (mm)
750	1334	297.0
700	1429	269.5
650	1538	242.0
600	1667	214.5
550	1818	187.0
500	2000	159.5

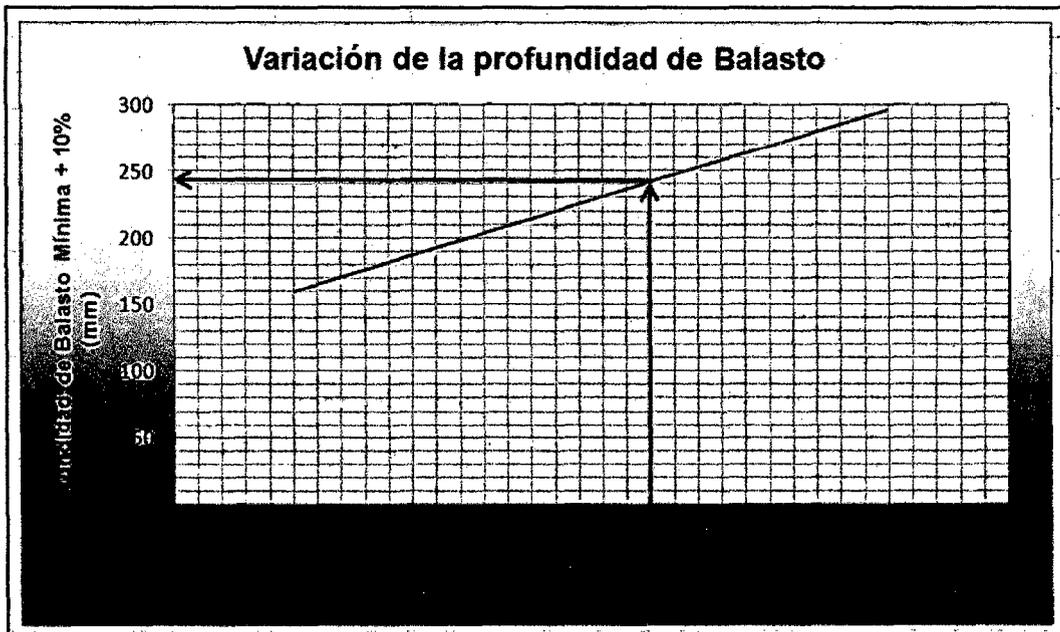


Figura N° 4

De acuerdo a lo demostrado en la Figura N°4 el espaciamiento de durmientes de 65 cm es coherente con 242 mm de Balasto por debajo de los durmientes para que no haya superposición de cargas en el balasto originada por dos durmientes seguidos. Entretanto para cumplir la recomendación de las bases de 25 cm y también para mantener la altura de balasto utilizado en viaducto construido en El Tramo 1 utilizamos el valor de 30 cm de balasto.

Espaciamiento resultante de durmientes: 65cm

Espesor de Balasto: 30cm

Usando este espesor con el espesor de los distintos elementos sobre el tablero (rasante), la distancia entre el tope de riel a la cota de rasante preliminar resulta en:

Riel: 168 mm  
 Almohadilla: 10 mm  
 Monobloque: 162 mm  
 Balasto: 300 mm  
 Manta de Caucho: 10 mm

$$\sigma = \frac{M_y}{Z} = 23,91 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} M = 7.102 \text{ kNm} \\ Z = 297 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (\text{eje mayor}) \end{cases}$$

$$\sigma = 23,91 \text{ N/mm}^2 < f_u = 960 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow OK$$

Tensión de flexión lateral

$$\sigma = \frac{M_z}{Z_z} = 34,14 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} M = 2.185 \text{ kNm} \\ Z = 64 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{cases}$$

$$\sigma = 34,14 \text{ N/mm}^2 < f_u = 960 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow OK$$

#### 3.4.4 DEFLEXIÓN MÁXIMA

El espaciamiento mínimo entre cargas axiales es 2.2m, con 3 soportes internos. La deflexión máxima es causada por una carga por eje máxima de 300,2kN (peso por rueda x 2) actuando en el punto medio de la luz, y por lo tanto podemos utilizar la ecuación de deflexión para viga simplemente apoyada para calcular deflexión:

Deflexión máxima vertical:

$$\begin{cases} P = 150,1 \text{ kN} \\ L = 650 \text{ mm} \\ E = 210000 \text{ N/mm}^2 \\ I_{yy} = 2743 \times 10^4 \text{ mm}^4 \end{cases}$$

$$d_{\max} = \frac{PL^3}{48EI_{yy}} = 0,149 \text{ mm} < d_{\text{lmite}}$$

$$d_{\text{lmite}} = \frac{L}{360} = \frac{650}{360} = 1,81 \text{ mm}$$

$$d_{\max} < d_{\text{lmite}} \quad \therefore OK$$

Deflexión máxima lateral:

	<b>EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO</b> LINEA 1 - TRAMO 2 AV. GRAU – SAN JUAN DE LURIGANCHO  <b>Memoria de Cálculo – Diseño Estructural de la Vía Férrea Principal y Tercera Vía</b>	Doc. N° CTEL-TYL-GEN-VFE-CAL-82010	
		Rev.: 01	Fecha: 30-Mar-12
		Página: 12/17	

máxima de 166,6 kN (17 toneladas × 9.8 m/s) , la cual fue modelada como una viga simplemente apoyada dada las siguientes razones:

- ❖ El espacio mínimo en cargas axiales es de 2.2 m el cual debe tener al menos 3 apoyos entre 2 cargas axiales, estos contribuyen a su propia deflexión y no se influyen entre ellos.

La tensión de fatiga será calculada a base de la reducción de la sección principal del riel bajo el paso de un vehículo en 120 años de vida útil de diseño, consecuentemente la reducción de la sección de los módulos Z-zz (eje menor) y Z-yy (eje mayor) en ambos ejes para un análisis vertical y lateral.

### 3.3.2 ANÁLISIS

A través del análisis, hemos aplicado 2 casos de carga al riel, el caso más crítico fue el de carga B (locomotora de maniobra), es por esto que se evaluará todas las condiciones de espaciamento utilizando este caso de carga.

Utilizando el método de Línea de Influencia para aplicar una carga (caso b) en varias ubicaciones: 325mm, 455mm, 500mm y 650mm @ espaciamento de 650mm, se obtuvieron varios valores para el momento de flexión y fuerza de corte. La flexión máxima se produce al aplicar una carga máxima por eje de 17 ton. (166,6 kN) aplicado a una distancia de 0,57s (s= espaciamento de apoyo), la fuerza de corte ocurre a una carga máxima por eje de 17 ton. (166,6 kN) aplicada a una distancia de 0,5s. Para considerar la carga dinámica, todas las cargas serán incrementadas por un factor de 1.8 que consideraran las fuerzas generadas por una locomotora a una velocidad moderada.

En el análisis lateral, se puede evaluar utilizando el supuesto de que el riel es una viga continua, tiene las mismas condiciones de apoyo y espaciamento entre apoyos como el análisis vertical, la única variables es la fuerza lateral = 0,3086 x carga axial.

$$\begin{aligned} \text{Carga máxima por riel} &= 150,1 \text{ kN}, (Q = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 17,000 \text{ kg} \times 9,81 \text{ m/s}^2) \\ &= 150,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Carga máxima lateral axial por riel} = 46,3 \text{ kN}$$

### 3.4. CASO DE CARGA PARA UN ESPACIAMIENTO DE 650MM

#### 3.4.1 RESULTADOS

$$\begin{aligned} \text{Máx. Deflexión lateral} &= 0,282 \text{ mm} \\ \text{Máx. Deflexión vertical} &= 0,149 \text{ mm} \\ \text{Máx. Tensión de fatiga bajo carga lateral} &= 42,68 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Máx. Tensión de fatiga bajo carga vertical} &= 29,89 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Máx. Tensión en rieles bajo carga lateral} &= 34,14 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Máx. Tensión en rieles bajo carga vertical} &= 23,91 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

#### 3.4.2 ANÁLISIS DE SALIDAS

$$\begin{aligned} \text{Máx. Momento de flexión} &= 7,102 \text{ kNm} \\ \text{Máx. Momento de flexión lateral} &= 2,185 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### 3.4.3 MÁXIMA TENSIÓN

Tensión de flexión vertical

	<b>EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO</b> LINEA 1 - TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO  <b>Memoria de Cálculo – Diseño Estructural de la Vía Férrea Principal y Tercera Vía</b>	Doc. N° CTEL-TYL-GEN-VFE-CAL-82010	
		Rev.: 01	Fecha: 30-Mar-12
		Página: 15/17	

$$\sigma_0 = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore \frac{n}{N} = \frac{n}{10^7} \left( \frac{\sigma_r}{\sigma_0} \right)^{(m+2)} \quad \text{donde } \sigma_r \leq \sigma_0$$

$$\Rightarrow \frac{n}{N} = \frac{5,27 \times 10^6}{10^7} \left( \frac{25}{40} \right)^{(3+2)} = 0,05 \leq 1$$

$\therefore OK$



EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y  
ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE  
TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO  
LINEA 1 - TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Memoria de Cálculo – Diseño Estructural de la Vía  
Férrea Principal y Tercera Vía

Doc. N°  
CTEL-TYL-GEN-VFE-CAL-82010

Rev.: 01

Fecha: 30-Mar-12

Página: 14/17

$$\begin{cases} P = 46,3kN \\ L = 650mm \\ E = 210000 N/mm^2 \\ I_{zz} = 447 \times 10^4 mm^4 \end{cases}$$

$$d_{\max} = \frac{PL^3}{48EI_{zz}} = 0,282mm < d_{\text{límite}}$$

$$d_{\text{límite}} = \frac{L}{360} = \frac{650}{360} = 1,81mm$$

$$d_{\max} < d_{\text{límite}} \quad \therefore OK$$

### 3.3.5 MÁXIMA TENSIÓN DE FATIGA

Tensión de fatiga vertical

$$\sigma = \frac{M_y}{Z} = 29,89 N/mm^2 \leq f_u \rightarrow ok$$

$$\begin{cases} M = 7.102kNm \\ Z = (80\%) \times 297 \times 10^3 mm^3 = 237,6 \times 10^3 mm^3 \\ [20\% \text{ reducción sección}] \end{cases}$$

Tensión de fatiga lateral

$$\sigma = \frac{M}{Z} = 42,68 N/mm^2 \leq f_u \rightarrow ok$$

$$\begin{cases} M = 2.185kNm \\ Z = (80\%) \times 64 \times 10^3 mm^3 = 51,2 \times 10^3 mm^3 \\ [20\% \text{ reducción sección}] \end{cases}$$

Verificación fatiga

$$n = 43940 \text{ por año} \times 120 \text{ años} = 5,27 \times 10^6$$

Grado de tensión asumida de 25 N/mm<sup>2</sup>, vida útil de diseño = 120 años, detalles Clase F, número de repeticiones a la falla N=10000000

De Tabla 8, BS5400 – 10, Cláusula 11.3

m = 3

# THE DETERMINATION OF THE TRACK MODULUS $k$ FOR THE STANDARD TRACK ANALYSIS

by Arnold D. Kerr

*Department of Civil and Environmental Engineering, University of Delaware, Newark, DE 19716*

## **Abstract**

After the adoption of the equation  $EIw^{iv} + kw = q$  for cross-tie track analyses, a number of methods for the determination of the track modulus  $k$  were proposed and used during the past several decades. However, some of these methods are difficult to utilize or are of questionable validity. Therefore, at first, a simple yet accurate method is presented and its use is illustrated on practical examples. Then, other published methods are critically reviewed and their shortcomings are pointed out.

## **1. Introduction**

The analysis for cross-tie tracks, recommended in the AREA Manual (1991, Section 22), assumes that the rail responds like an elastic beam that is attached to a continuous base of closely spaced elastic springs, as shown in Fig. 1. For a description of the historical evolution of track stress analyses refer to Kerr (1976).

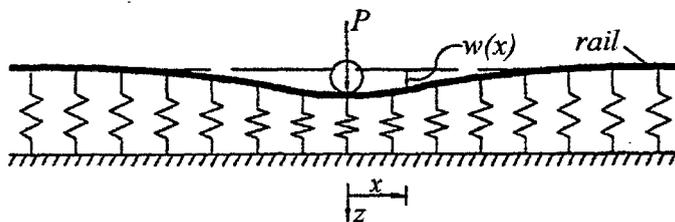


Fig. 1 Rail-in-Track Subjected to a Wheel Load



**EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO**  
LINEA 1 - TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

**Memoria de Cálculo – Diseño Estructural de la Vía Férrea Principal y Tercera Vía**

Doc. N°:  
CTEL-TYL-GEN-VFE-CAL-82010

Rev.: 01

Fecha: 30-Mar-12

Página: 16/17

### APÉNDICE I.- CARGA VIVA DE VEHÍCULOS

Las cargas vivas no deben ser menores a las conformadas por un tren con carros cargados (Figura N° 5) y una con dos carros cargados sobre la locomotora de maniobras (Figura N° 6).

Cada carga debe ser ubicada sobre la estructura en varias posiciones para así determinar los momentos flectores máximos y mínimos.

Carga máxima de eje de carro cargado: 11.58 Ton = 113,5 KN

Carga de eje de la locomotora de maniobra: 17.00 Ton = 166.6 KN

Caso de Carga (a)

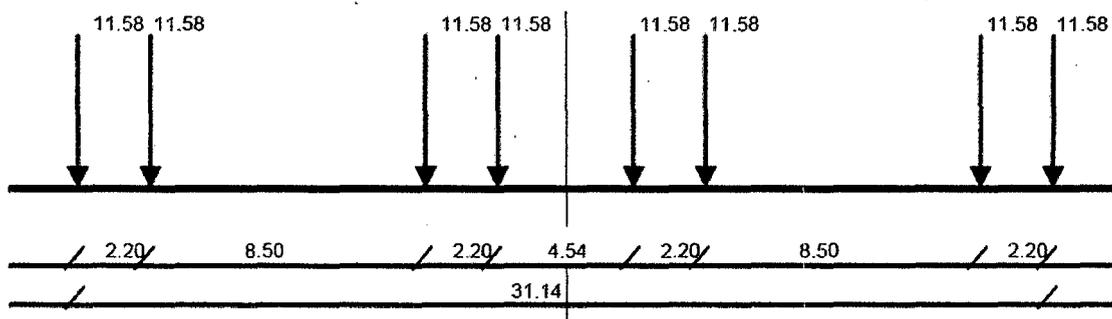


Figura N° 5

Caso de Carga (b)

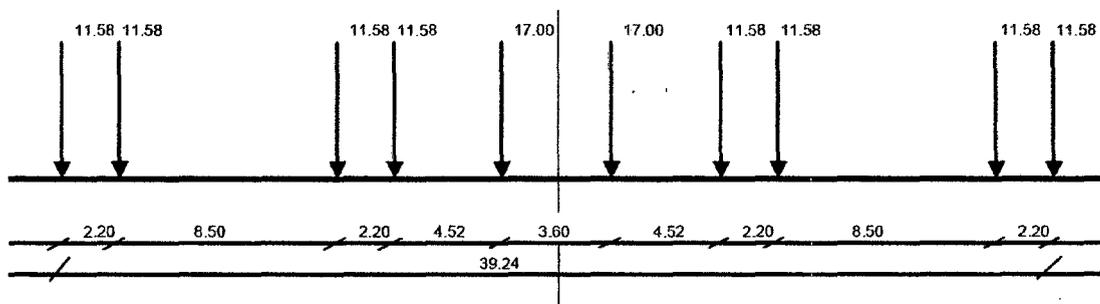


Figura N° 6

Solving it for  $k$ , the only unknown, yields

$$k = \frac{1}{4} \sqrt[3]{\frac{P^4}{EIw_m^4}}; \quad (4)$$

an explicit expression for the track modulus.

As an *example* consider a wood-tie track with 136 RE rails loaded by one axle with a wheel load  $P = 30,000$  lb = 15 tons. The recorded deflection caused by  $P$  is  $w_m = 0.12$  inches. According to eq. (4) the corresponding track modulus (for one rail) is

$$k = \frac{1}{4} \sqrt[3]{\frac{(30,000)^4}{30 \times 10^6 \times 95.00 \times (0.12)^4}} = 2,775 \text{ [lb/in}^2\text{]}.$$

The above method is very simple, since it requires only one deflection measurement and a simple calculation. Another advantage is that because of the bending stiffness of the rail, the ballast-subgrade conditions are averaged out over the affected track section. Because of its simplicity, eq. (4) is being recommended for the calculation of the track modulus  $k$ , even in the recently published texts on railroad engineering. For examples refer to Hay (1982, page. 262) and to Eisenmann in Fastenrath (1981, page 36).

The major shortcoming of using eq. (4) for the determination of the track modulus  $k$  is that it requires a special test set-up with one-axle wheel loads. One such set-up was used by the Talbot Committee (1918) for determining rail deflection profiles. It consisted of a flat car loaded with rails weighing 25 to 50 tons, and equipped with load indicating screw jacks, as shown in Fig. 2.

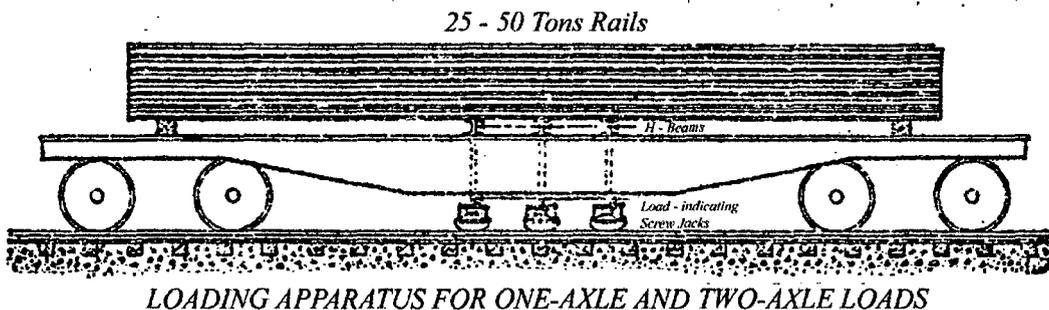


Fig. 2 Talbot Committee Loading Device (1918)

The corresponding governing equation is

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + kw(x) = q(x) \quad (1)$$

in which  $w(x)$  is the vertical deflection of the rail axis at  $x$ ,  $EI$  is the vertical flexural stiffness of one rail,  $k$  is the track modulus (for one rail), and  $q(x)$  represents the vertical wheel loads.

For one wheel load  $P$ , the deflection profile is obtained as

$$w(x) = \frac{P\beta}{2k} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \quad (2)$$

where

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}.$$

For more than one wheel load, the rail deflections may be obtained by superposing the effects of the various wheel loads.

For a track analysis, the parameters that enter the expression in (2) are needed.  $E$  is Young's modulus of rail steel and is known,  $I$  is the bending moment of inertia of the rail under consideration and is listed in the AREA Manual (1991, Chapter 4), and  $P$  is a known wheel load. *The only unknown is the track modulus  $k$ .*

The purpose of the present paper is to discuss the various proposed methods for the determination of  $k$ .

## 2. An Early Method for the Determination of $k$

In this approach, promoted by the research of Timoshenko and Langer (1932), the used loading device consisted of *one axle*. The rail deflection at the wheel,  $w_m$ , caused by wheel load  $P$ , is recorded and then collocated (i.e. equated) with the corresponding analytical expression obtained from eq. (2) at  $x=0$ ; namely, by setting  $w_m = w(0)$ . The resulting equation is

$$w_m = \frac{P\beta}{2k} = \frac{P^4 \sqrt{\frac{k}{4EI}}}{2k} \quad (3)$$

The rail support modulus  $k$  is obtained by collocating (equating) this deflection with the deflection measured at the left wheel,  $w_m$ ; namely by setting  $w(0) = w_m$ . This yields

$$\frac{w_m}{P} = \frac{\beta}{2k} \left[ 1 + e^{-\beta l_2} (\cos \beta l_2 + \sin \beta l_2) + ne^{-\beta l_3} (\cos \beta l_3 + \sin \beta l_3) + ne^{-\beta l_4} (\cos \beta l_4 + \sin \beta l_4) \right]. \quad (6)$$

In above equation all quantities, except  $k$ , are known for a given field test. This equation is equivalent to eq. (4) for one wheel load. Whereas eq. (3) was solved explicitly for  $k$ , this is not possible for eq. (6).

To avoid involved solutions of the above transcendental equation for  $k$ , the right hand side of eq. (6) was evaluated numerically for given sets of  $(E, I, w_m, P)$  - values by substituting different values of  $k$  from the range of 500 to 9,000 lb/in<sup>2</sup>. It was assumed that the wheel distances are those of a freight car with  $l_1 = 0$ ,  $l_2 = 5'-10" = 70"$ ,  $l_3 = 46'-3"$ , and  $l_4 = 52'-1"$ . (distance between truck centers 46'-3"). The results of this numerical evaluation are presented graphically in Fig. 3.

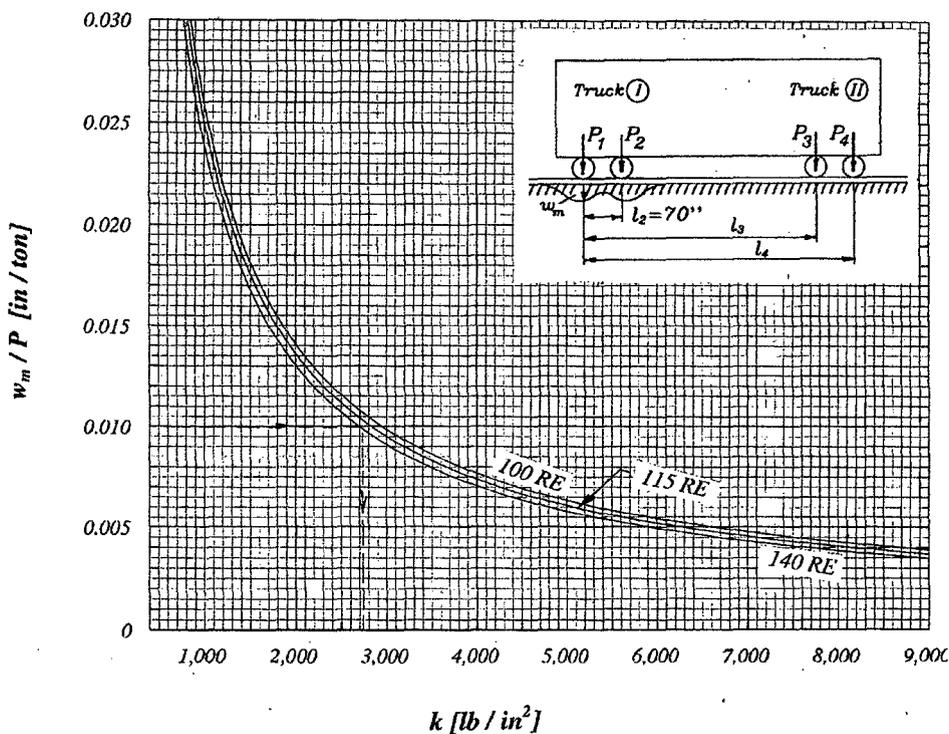


Fig. 3 Master Chart for the Determination of  $k$  Using a Vehicle on 2-Axle Trucks

The outer jacks were used to simulate the wheel loads of a two-axle truck, whereas the middle one simulated a truck with one axle load. Cars of the same type have been used for the determination of  $k$ -values in western Europe [Driessen (1937), Birmann (1957), Nagel (1961)] and in the former USSR [Kuptsov (1975)] to simulate a one-axle load. More recently, a static one-axle loading device was used by Zarembski and Choros (1980) in the AAR laboratory in Chicago. But such special one-axle loading devices are, generally, not available to railway engineers; or for that matter, not even to the majority of railway researchers.

It was therefore essential to establish a simple procedure that retains the simplicity of the above method, but is able to utilize any available car or locomotive on *two or three-axle trucks* as a loading device. This was done by Kerr (1983, 1987, 2000).

### 3. The Kerr Method for Determination of $k$ Using Any Car or Locomotive

To demonstrate this method, consider a car on *two-axle trucks*, as shown in the insert of Fig. 3. The analytical expression for the rail deflection at the left wheel of truck ① is obtained by superposition, using eq. (2). Since the wheel loads of each truck are equal but the load exerted on each truck may be different, we set

$$P_1 = P_2 = P \quad \text{and} \quad P_3 = P_4 = nP$$

where  $n$  is known. The number  $n$  is obtained by weighing; namely by placing the first truck ① and then truck ② on a track scale.

The analytical expression for the *vertical rail deflection* at the left wheel of truck ①, caused by all four wheels of the two trucks, is obtained by superposing the corresponding  $w(x)$  expressions given in eq. (2). It is, since  $l_1 = 0$ ,

$$w(0) = \frac{P\beta}{2k} + \frac{P\beta}{2k} e^{-\beta l_2} (\cos \beta l_2 + \sin \beta l_2) + \frac{nP\beta}{2k} e^{-\beta l_3} (\cos \beta l_3 + \sin \beta l_3) + \frac{nP\beta}{2k} e^{-\beta l_4} (\cos \beta l_4 + \sin \beta l_4) \quad (5)$$

where as before  $\beta = \sqrt[4]{k/(4EI)}$ .

The test was conducted on a track with 132 RE rails that showed minor wear. With  $w_m/P_m = 0.0101$  in/ton, the graphs in Fig. 3 yield directly

$$k \cong 2,730 \text{ lb/in}^2 \quad (9)$$

This completes the determination of  $k$  at this location. Note, that by using the graphs in Fig. 3, the track modulus  $k$  is obtained for a given  $w_m/P_m$ -value without any additional calculations.

To determine the  $k$ -value at another location, move the fine scale and then the test car to the new location, measure  $w_m$ , calculate  $w_m/P_m$ , and get the corresponding  $k$  value from Fig. 3.

The procedure for determining the track modulus using a locomotive on two-axle trucks is the same as the one discussed above, except that eq. (6) has to be evaluated for different values of the axle spaces  $l_2, l_3, l_4$ , if the two wheel loads of truck ① are the same.

The graphs in Fig. 3 exhibit an interesting feature. In discussing the governing equation (1), it was stated that the  $k$ -value (the stiffness of the elastic spring layer) represents the response of the base *under* the rail; thus, of the cross-ties, fasteners, tie-pads, ballast and subgrade, but not the rail response. However, according to eq. (4), as well as Fig. 3,  $k$  does depend on the rail size; although this dependence is very small.

In situations when a locomotive or car on *three-axle trucks* is to be used as a test vehicle, eq. (6) has to be expanded, by including the effect of the additional axles. Denoting the wheel loads, shown in Fig. 4, as

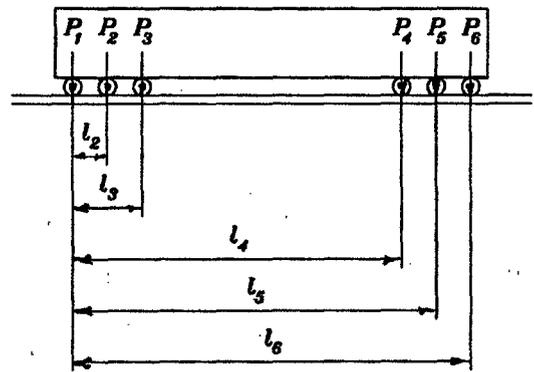


Fig. 4 Car or Loc on 3-Axle Trucks

$$\left. \begin{array}{lll} P_1 = P & ; & P_2 = n_2 P & ; & P_3 = n_3 P \\ P_4 = n_4 P & ; & P_5 = n_5 P & ; & P_6 = n_6 P \end{array} \right\} \quad (10)$$

where the  $n_2, \dots, n_6$  values are obtained by using a weighing scale and setting  $w(0) = w_m$ , the formula that corresponds to eq. (6) becomes

To check the effect of truck ② on the results, the evaluations were conducted for  $n = 1.0$ ,  $0.5$ , and  $0$ . It was found that for the wheel distances  $l_3$  and  $l_4$  used, truck ② had no noticeable effect on the  $w_m/P$  values, even for  $k$  as low as  $1,000 \text{ lb/in}^2$ . Thus, whether the wheel loads of truck ② are equal to those of truck ① (i.e.  $n = 1$ ) or they are only about one half of those of truck ① (i.e.  $n = 0.5$ ), the curves presented in Fig. 3 are still valid. This is a useful finding, since the vertical forces a loaded car, or a locomotive, exert on their trucks generally differ.

The graphs presented in Fig. 3 are for rails 100 RE, 115 RE, and 140 RE. Those for other rail sizes were not included due to space limitation between the shown curves. However, because of the proximity of the presented curves, values for the missing rail sizes may be easily obtained by interpolation. The same argument applies to worn rails.

It is proposed to use the graphs in Fig. 3 for the determination of the  $k$  modulus, as follows: First measure the deflection  $w_m$  caused by a car on two-axle trucks with wheel loads  $P_m$ , as shown in the insert of Fig. 3. Then form  $w_m/P_m$ . The graph for the corresponding rail yields directly the  $k$ -value.

As an *example*, a loaded freight car on *two-axle trucks* is chosen as a loading device for the field test to be performed, at a track location of interest. As a first step, the wheel loads of one of the trucks, say truck ①, are determined by placing the truck on a car scale for weighing. It was found to be  $118,400 \text{ lb}$ . Assuming that each of the four wheels in truck ① carries approximately the same load, the wheel load  $P_m$  is calculated as

$$P_m = 118,400/4 = 29,600 \text{ lb} = 14.8 \text{ tons} \quad (7)$$

Next, a fine scale equipped with a magnet is attached vertically to the rail web, at the track location of interest. Then the test car is moved to this location. When the front wheel of truck ① reaches the point above the scale, the vertical rail deflection is recorded using a level placed about 30 feet from the rail; say  $w_m = 0.15$  inches. The ratio  $w_m/P_m$  is then formed; namely

$$\frac{w_m}{P_m} = \frac{0.15}{14.8} = 0.0101 \text{ in/ton} \quad (8)$$

In *one of these methods*, the field test consisted of loading vertically only *one tie* that was separated from the rails by removing the fasteners, then by recording the vertical displacement of this tie, and by calculating the base parameter using the relation  $p(x) = kw(x)$  under the assumption that the tie-ballast pressure is uniform. In one test series, the loads were generated by a freight car of about 16 tons, which was equipped with two hydraulic jacks (one at each rail seat); a similar set-up to the one shown in Fig. 2. The jacks, when activated, pressed against the tie, lifting up the car; thus, exerting about 8 tons on each rail-seat. According to Driessen (1937), 385 tests of this type were conducted before World War II on the German, Dutch, and Swiss railroads for the purpose of determining the corresponding  $k$ -values. This effort was not successful, because it did not yield meaningful results. It is worth noting that tests of this type were conducted by the German Railways (DB) also after 1945, as described by Birmann (1957) and Nagel (1961).

It appears that the main problem with this method was that the used test, that loaded only one tie, has two major shortcomings. The *first* one is that because of the granular nature of the ballast and subgrade, their material properties may strongly vary along the track. Thus, the loading of *one tie*, at different locations along the track, will necessarily show a wide scatter in the obtained data. This is very apparent from the test data presented by Driessen (1937, page 123). The *second* shortcoming is that the base parameter  $k$ , that is a property of a layer of closely spaced individual springs, depends on the size of the loading area when used for a continuous base consisting of ballast and subgrade [For a recent proof of this assertion refer to Kerr (1987, page 40)]. Thus, the test that uses only one tie will not yield the same parameter  $k$  as when loading a row of closely spaced ties encountered in an actual track. In this connection note that according to Wasiutynski (1937), the  $k$ -value obtained when loading only one tie is about twice as large as when using the actual rail-tie structure. The above discussion suggests that, for the determination of  $k$ , the use of tests that load only one separated tie should be avoided.

$$\frac{w_m}{P} = \frac{\beta}{2k} \left[ 1 + n_2 e^{-\beta l_2} (\cos \beta l_2 + \sin \beta l_2) + n_3 e^{-\beta l_3} (\cos \beta l_3 + \sin \beta l_3) \right. \\ \left. + n_4 e^{-\beta l_4} (\cos \beta l_4 + \sin \beta l_4) + n_5 e^{-\beta l_5} (\cos \beta l_5 + \sin \beta l_5) \right. \\ \left. + n_6 e^{-\beta l_6} (\cos \beta l_6 + \sin \beta l_6) \right] \quad (11)$$

noting again that  $l_1 = 0$ .

Next, the above equation has to be evaluated numerically for various rail sizes and a range of  $k$ -values, as done previously with eq. (6). The results of this evaluation are to be plotted as graphs in a master chart, similar to the one shown in Fig. 3. The procedure for determining the rail support modulus  $k$  is as before: First roll the test car on three-axle trucks to the location of interest, next measure the vertical deflection  $w_m$  at the first wheel with load  $P_1 = P$  shown in Fig. 4, then form  $w_m/P$  and get the  $k$ -value from the corresponding graph.

Note, that eq. (11) was derived for the case when the wheel deflection is measured at the first or the last wheel of the locomotive or car. Should it be planned instead to record deflections at any of the other wheels, then eq. (11) has to be modified accordingly.

From the above presentation it follows that *for the determination of the rail support modulus  $k$ , any car or locomotive may be utilized as a loading device and that only one measured rail deflection,  $w_m$ , is required.* The proposed method avoids the numerical solution of the involved transcendental equation (6) or (11) for the unknown  $k$ . It requires only the numerical evaluation of the right hand side of the corresponding equation for various  $k$ -values, which may be easily performed even on a programmable pocket calculator. The mobility of the chosen car or locomotive and the simplicity of determining the rail support modulus from one measured deflection  $w_m$  and a graph of the type shown in Fig. 3, allows for a rapid and economical determination of the track modulus  $k$  at various track locations.

#### 4. Other Proposed Methods for Determination of $k$

At this stage, it is instructive to discuss other methods for the determination of  $k$  that were proposed in the railroad literature, but are difficult to use or are of questionable validity.

However, early tests conducted by the Talbot Committee (1918, Section IV) revealed that the vertical rail deflections were not increasing linearly with increasing wheel loads, especially for tracks in poor condition. A similar type of non-linear response was recorded more recently by Zarembski and Choros (1980), for track in good condition but for larger wheel loads.

The observed non-linearity for relatively light wheel loads was attributed mainly to the play between the rails and the ties, the play between the ties and ballast, and the bending of the ties while they take full bearing in the ballast. For heavy wheel loads, an additional contributor to the non-linear response is the stiffening of the track caused by the increasing compression of the ballast and subgrade layers.

To take into consideration this non-linearity, in a later paper the Talbot Committee (1933, Section 37) recommended to retain the linear analysis based on eq. (1), but to determine the rail support modulus,  $k$ , using the difference between the vertical deflections from a heavy and a light car; thus, using the reduced shaded area shown in Fig. 6. For the determination of  $k$ , they

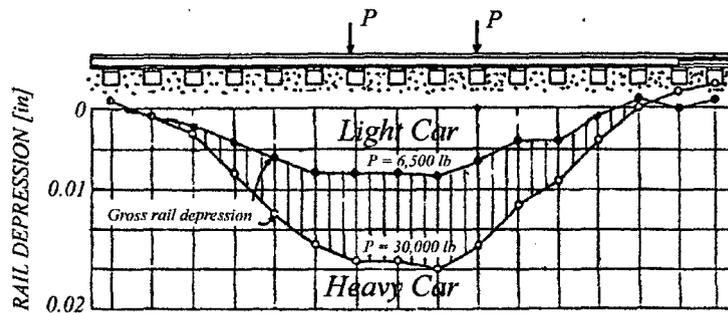


Fig. 6 Reduced Deflection Area

proposed the formula

$$k = \frac{\sum (P_h - P_l)}{a \sum_{i=1}^m (w_i^h - w_i^l)} \quad (15)$$

where  $a$  is the center-to-center tie spacing and the superscript  $h$  corresponds to heavy and  $l$  to

Another method for the determination of  $k$  was proposed and used by the Talbot Committee (1918) and by Wasiutynski (1937). In this method a car is moved to the track location of interest, and the caused vertical rail deflections at each tie are measured, as shown in Fig. 5.

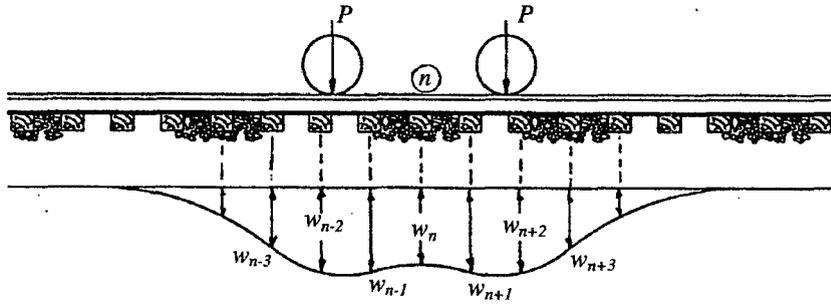


Fig. 5 Recorded Rail Deflections in Depressed Region

According to the Talbot Committee (1918) the rail support modulus  $k$  is then calculated by dividing the sum of the wheel loads  $\sum P$  that act on one rail, by the area formed between the undeformed straight rail and the deflected rail,  $A_R$ .

This prescription for the determination of  $k$  may be derived from vertical equilibrium of a rail. Noting that  $p(x)$  is the pressure that acts on the rail base (positive upwards), it follows that

$$\sum P - \int_{-\infty}^{\infty} p(x) dx = 0 . \quad (12)$$

Noting that  $p(x) = kw(x)$ , where  $k$  is constant along the track, and by definition is valid for one rail only, above equation becomes

$$\sum P - k \int_{-\infty}^{\infty} w(x) dx = 0 . \quad (13)$$

Solving for  $k$  we obtain

$$k = \frac{\sum P}{\int_{-\infty}^{\infty} w(x) dx} . \quad (14)$$

Since the integral in the denominator is the area formed by the deflected rail,  $A_R$ , the above  $k$ -expression proves that the prescription by the Talbot Committee satisfies vertical equilibrium.

for one point, of type III in Fig. 7. They proposed to determine the rail support modulus as  $k = \tan \alpha$ , where  $\alpha$  is the angle of the steep part. This method for the determination of  $k$  is not correct either, since it neglects the "soft" part of the response curve, and thus will result in a  $k$ -value that is too high.

In still another approach to determine the rail support modulus  $k$ , various researchers in North America and Europe assumed that the rail supporting base (consisting of pads, ties, ballast, and subgrade) may be represented by layers of springs each with a different stiffness, arranged in series, as shown schematically in Fig. 8. The resulting rail support modulus for the entire base is

$$k = \frac{1}{1/k_p + 1/k_t + 1/k_b + 1/k_s}, \quad (16)$$

where  $k_p$  is the corresponding stiffness of the pad (if used),  $k_t$  is the stiffness of the tie (due to the compressibility of wood in the rail-seat region and tie bending),  $k_b$  is the vertical stiffness of the ballast layer, and  $k_s$  is the stiffness of the subgrade. For a discussion of this method refer to Novichkov (1955), Luber (1962), Shchepotin (1964), Shakhunyants (1965), Birmann (1965-66), and Ahlbeck et al. (1978, pp. 242-243).

This approach, although intuitively appealing, is not practical for the determination of  $k$ , because the correlation of the response of a sample of (disturbed) ballast or subgrade tested in a lab with the corresponding  $k_b$  or  $k_s$  value for an actual track is not very reliable. Also, the ballast and subgrade properties generally vary along the track and their response may be non-linear. Therefore, this approach is not suitable for the determination of the  $k$ -values for actual tracks.

Finally, it is instructive to discuss the *method* for the determination of the track modulus used extensively in the *German language railroad literature*. For examples of this approach refer to the books by Hanker (1952, Section V.3.d), Schoen (1967, p. 263), Eisenmann in

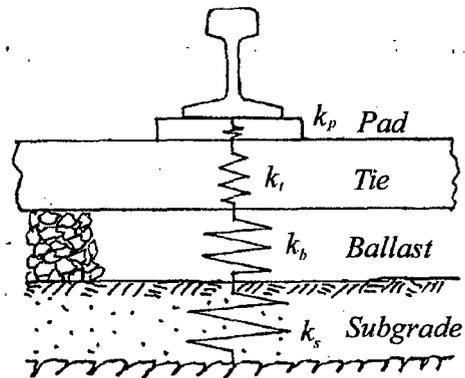


Fig. 8 Track Model Consisting of Spring Layers.

light wheels. The given justification of this formula was that the light wheel loads will eliminate the slack at all ties in the depressed track region and that further rail deflections, beyond those caused by the light wheel loads, will be proportional to the additional loads generated by the heavy wheels. For additional details, refer to Kerr and Shenton (1985). This method was used since then by many railway engineers and researchers. However, it is conceptually incorrect, as explained next.

To demonstrate this point consider, as example, the three rail-tie contact pressure vs. rail deflection curves at a point  $x=0$ , as shown in Fig. 7. At first, assume that each rail is pre-loaded by a uniformly distributed vertical load, as indicated by the horizontal dashed line. The resulting vertical displacements for each rail are uniform, but they differ in magnitude for each of the cases I, II, and III. In all three cases *no* bending moments are generated in the rails. Then, each rail is subjected *additionally* to a wheel load  $P$ . Each rail will respond linearly with  $k = \tan \alpha$ , and the rail deflections and bending moments caused by this additional load  $P$ , will be the same for all three cases.

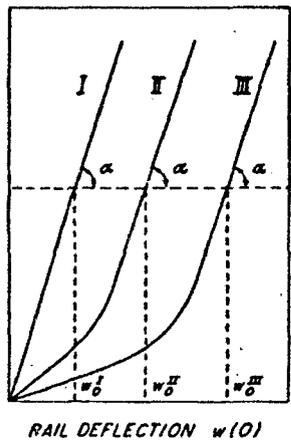


Fig. 7 Contact Pressure vs. Rail Deflections

However, when each rail is subjected *only* to a heavy wheel load  $P$  (without a large uniform pre-loading) the resulting deflections and bending moments will strongly differ from the ones described above. This was shown analytically by Kerr and Shenton (1986). Thus, when considering rails subjected to wheel loads whose base exhibits a non-linear response as shown in Fig. 7, a situation encountered especially on freight lines, the "soft" part of this response should *not* be neglected; otherwise, the determined rail support modulus will be too high. <sup>1)</sup>

Since the "reduced area" method described above requires many rail deflection measurements, recently Selig and Li (1994) proposed to simplify the determination of  $k$  by conducting a test that uses a single increasing wheel load and generates a load-deflection curve

Since the "reduced area" method described above requires many rail deflection measurements, recently Selig and Li (1994) proposed to simplify the determination of  $k$  by conducting a test that uses a single increasing wheel load and generates a load-deflection curve

<sup>1)</sup> This comment also applies to the tie-pad test, as specified in the AREA Manual (1993, Chapter 1.9.1.15c)

faced the problem of choosing the two parameters  $C$  and  $b_o$ . Since the parameter  $C$  was assumed to be independent of the tie shape, they found it necessary to establish an "effective track width"  $b_o$  for the cross-tie track. Saller (1932), assumed that

$$b_o = \frac{2\ddot{u}b}{a}, \quad (21)$$

where  $\ddot{u}$  is the distance from the rail center to the end of tie,  $b$  is the width of a cross-tie, as shown in Fig. 9, and  $a$  is the center-to-center tie spacing, as shown in Fig. 10.

In an attempt to prove (or justify) the validity of Saller's assumption for the determination of  $b_o$ , stated in eq. (21), Hanker (1935) transformed the cross-tie track into a pseudo longitudinal-tie track in accordance with the scheme shown in Fig. 10. As part of this transformation, Hanker introduced a *condition* that the effective tie-ballast *contact areas* for both cases are to be *equal*. Namely, that

$$ab_o = 2\ddot{u}b \quad (22)$$

This condition solved for  $b_o$  yields directly the assumption (21) by Saller.

The above transformation, and eq. (21) for  $b_o$ , was generally accepted in the German language railroad literature. For examples refer to Hanker (1952), Schoen (1967), Eisenmann in Fastenrath (1981, Section 3.1), Führer (1978, Section 3.1.2) and Kaess and Gottwald (1979).

The condition of *equal contact areas* was apparently conceived by considerations of vertical equilibrium and by the notion that for a given rail-seat force the pressures in the effective tie-ballast contact areas should be constant and equal. Namely, that  $p_o ab_o = p_o 2\ddot{u}b$ . This is indeed the case when the rail support is represented by the Winkler base consisting of closely spaced, *independent*, springs. But, it is not true for an actual track base, as described previously. Therefore, the geometrical transformation shown in Fig. 10 does not correspond to an actual track situation and is of questionable validity for railroad engineering purposes.

The need to determine the "effective track width"  $b_o$ , arose from the use of differential equation (20) with the *a priori* assumption that there exists a constant parameter  $C$  for the rail supporting base. As shown by Kerr (1987), this is not the case for actual tracks. The

Fastenrath (1981, Part 2, Section 3.1) and Führer (1978, Section 3.1.2.1).

Their approach is based on the original assumption by Winkler (1867, § 195) for the *longitudinal-tie track*, that the contact pressure between tie and support is

$$p^*(x) = C w(x) , \quad (17)$$

where  $p^*$  has the dimension of force per unit area, and  $C$  is the base parameter that is independent of the tie width. Since, in the differential equation for a continuously supported beam

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + p(x) = q(x) , \quad (18)$$

each term, including  $p(x)$ , is of the dimension force per unit length, Winkler defined

$$p(x) = b_o p^*(x) = b_o C w(x) , \quad (19)$$

where  $b_o$  is the width of the longitudinal-tie. Substituting it into eq. (18), Winkler obtained the differential equation

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + b_o C w(x) = q(x) , \quad (20)$$

instead of eq. (1). Subsequently, this equation was adapted by Schwedler (1882) and it plays a key role in the often-quoted book by Zimmermann (1887, 1930, 1941), for longitudinal-tie tracks.

The multiplication by  $b_o$  in eq. (19), although valid for a Winkler base that consists of closely spaced *independent* springs, is of questionable validity when a longitudinal-tie rests on a *continuum* base made up of ballast and subgrade. This was shown by Kerr (1987, pp. 39-40).

When the German and Austrian railroad engineers adapted eq. (20) for the analysis of a *cross-tie track*, they

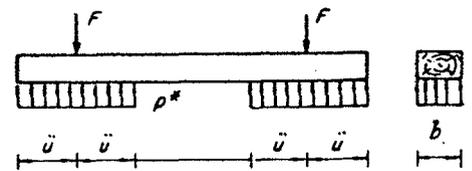


Fig. 9 The Saller Assumption

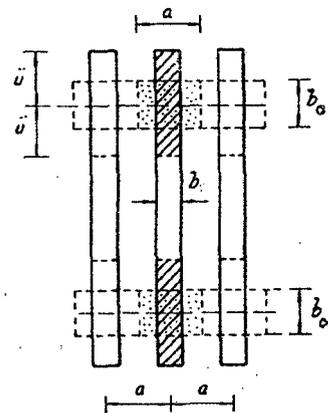


Fig.10 Hanker Transformation of Cross-Tie to Longitudinal Tie Track

*of the loading vehicle should be as close as possible to those of the anticipated traffic.*

According to Mair (1976) and Kerr and Shenton (1986) this procedure yields *rail bending moments* that are on the safe side. However, as shown by Kerr and Shenton (1985, 1986), the corresponding calculated *rail seat force*,  $F_{\max}$ , used for the determination of the needed tie-plate size and the required depth of the ballast layer, is grossly underestimated. The "linear"  $F_{\max}$ -value has to be multiplied by a correction factor of 1.5, in order to represent the actual field conditions.

There are three other *problems to be taken into consideration when determining  $k$* . They are: (1) The effect of continuously increasing rail deflections near the wheels after the test vehicle is stopped at the track location of interest, (2) The effect of thermal tension or compression forces in a CWR on the determined  $k$ -value using eq. (4) or the graphs of Fig. 3 that do *not* include axial forces, and (3) The effect of ballast disturbance on the rail support modulus  $k$ .

During some loading tests for the determination of  $k$  it was observed that after the test vehicle is placed on the track at the location of interest, in addition to the instantaneous rail deflections *the rails continued to deflect* as time progressed; especially in the vicinity of the wheel loads. In such cases the question arises as to when should  $w_m$  be recorded?

When the rails continue to deflect after the load is placed, this means that the base is not elastic. This is generally caused by a slow squeeze-out of the water that is trapped in a subgrade layer of poor permeability (like clay or silt). For these cases the elastic springs in the Winkler model, shown in Fig. 1, have to be augmented by including viscous elements, as shown in Fig. 13, and the resulting governing equations should then be solved for the prescribed wheel loads of interest.

determination of the second parameter  $b_0$  is also of questionable validity, as discussed above. Therefore, the use of eq. (20) in conjunction with the two parameters  $b_0$  and  $C$  is not justified, and hence, not advisable.

Because, of the shortcomings of the reviewed methods for the determination of the rail support modulus, it is suggested that *for cross-tie tracks, differential equation (1) with the one base parameter  $k$  be used. This parameter should be determined from one field measurement using a test car on one or two axle trucks, as shown at the beginning of this paper.*

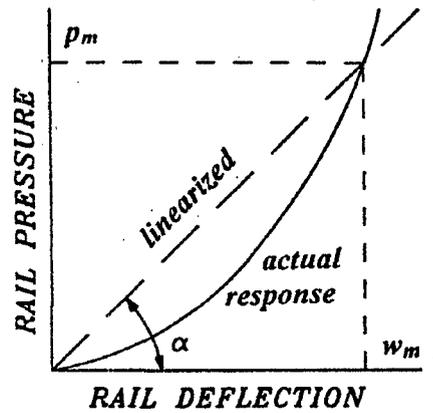


Fig. 11 Deflection vs. Pressure

### 5. Problems to be Considered When Determining $k$

As discussed previously, test revealed that the vertical track response is generally *non-linear*. However, the standard track analysis is based on the *linear* differential equation (1), where

$$k = \tan \alpha = \frac{p_m}{w_m} \quad (23)$$

as shown in Fig. 11. This  $k$ -value is determined using eq. (4) or graphs of the type presented in Fig. 3.

At this stage, it is necessary to clarify the effect of the magnitude of the test wheel loads on the determined  $k$ -value. When a light passenger car is used as a loading device, according to eq.(23) the corresponding  $k = \tan \alpha_1$ , whereas when a heavier freight car is used, the corresponding  $k = \tan \alpha_2$  as shown in Fig. 12; thus, a larger  $k$  - value results for the same track. Therefore, when the vertical track response is non-linear, *the weight*

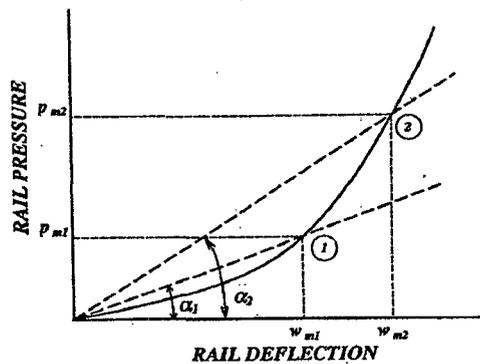


Fig.12 Rail Deflection vs. Rail Pressure

The governing differential equation for this rail is

$$EIw^{IV} - N_o w'' + kw = q \quad -\infty < x < \infty \quad (24)$$

where  $N_o w''$  is the term added to eq. (1) in order to include the effect of the axial tension force.

The resulting deflection at the wheel load is [Hetényi (1947), Chapter VI, p.129]

$$w(0) = \frac{P}{2k} \frac{\sqrt{k/(4EI)}}{\sqrt{\sqrt{k/(4EI)} + N_o/(4EI)}} \quad (25)$$

Setting  $w(0) = w_m$  it follows that

$$\frac{w_m}{P} = \frac{1}{2k} \frac{\sqrt{k/(4EI)}}{\sqrt{\sqrt{k/(4EI)} + N_o/(4EI)}} \quad (26)$$

When  $N_o = 0$ , the above equation reduces to eq. (3), as expected. When  $N_o$  is a compression force,  $N_o$  is replaced by  $(-N_o)$  in the above equations [Hetényi (1947), p.135].

Eq. (26) was evaluated for a 115 RE rail,  $N_o = 0$  and  $N_o = \pm 50$  tons, and a range of  $k$ -values. The results are shown in Fig.15

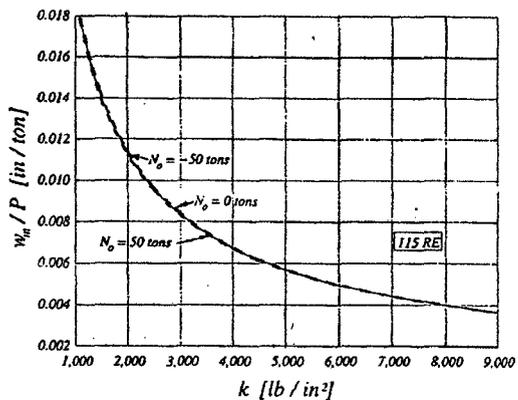


Fig. 15 Effect of  $N_o$  on  $w_m/P$  vs. Rail Support Modulus  $k$

Noting that  $N_o = 50$  tons (100,000 lb) corresponds to a temperature change of about

40° F from neutral<sup>1)</sup>, it is concluded that for *the anticipated range of temperature changes, the axial force  $N_o$  has a negligible effect on the determined  $k$ -value, using eq. (4).* This also applies to Fig. 3 for test cars with two-axle trucks. Thus, tests for the determination of the track modulus  $k$  for CWR tracks may be conducted at any reasonable ambient temperature.

<sup>1)</sup> The *neutral temperature* for CWR's is the rail temperature at which the axial forces in the rails are zero. In North America it ranges generally from 85°F to 115°F. It varies with the geographical location of the track territory under consideration; the high temperatures are for the southern USA, in order to avoid track buckling (

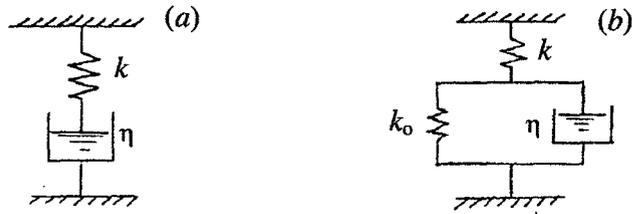


Fig 13 Foundation Models for Time Dependent Base Deflections.

Both models exhibit an instantaneous elastic deflection. However, in Case (a) the deflections continue for a long time (which may occur for very thick clay layers) whereas in Case (b) after a relatively short time the rate of the non-elastic deflections decreases substantially (which may occur for very thin clay layers).

Often, the track modulus  $k$  is needed for main line tracks that are subjected to *moving trains*. In these cases there is no sufficient time for the trapped water to be squeezed out, and the track will respond elastically for both cases shown in Fig. 13. The corresponding rail support modulus  $k$  is determined as discussed previously, by recording  $w_m$  *immediately after loading* and then utilizing Fig. 3.

When a train stops on the track for a prolonged period of time, with a base that responds like the models in Fig. 13, then the maximum rail deflections and bending moments, hence the rail stresses, will differ from the elastic case. The analysis of these cases is more involved and requires solutions for a rail on a corresponding visco-elastic base, as mentioned previously.

The second problem to be clarified is the *effect of axial forces in CWR's* on the determination of  $k$  caused, for example, by changes in the rail temperature. To do this, consider a rail-in-track subjected to a uniform tension force  $N_o$  and a wheel load  $P$ , as shown in Fig. 14.

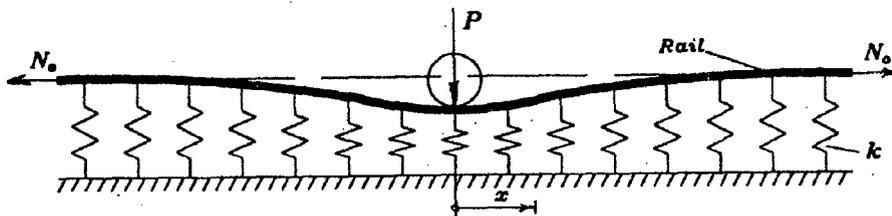


Fig. 14 Rail-in-Track Subjected to Axial Force  $N_o$  and Wheel Load  $P$ .

Birmann, F. (1965-66). "Track Parameters, Static and Dynamic," *Proceedings, The Institution of Mechanical Engineers*, Vol. 180, Part 3F.

Driessen, Ch.H.J. (1937). "Die Einheitliche Berechnung des Oberbaues im Verein Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen" (The standardized analysis of tracks in the union of central European railroads, in German), *Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, Vol. 92, Heft 7.

Eisenmann J. in Fastenrath, F. Editor (1981). "The Rail as Support and Roadway; Theoretical Principles and Practical Examples," Frederick Unger, New York. Translated from the German original published by Ernst & Sohn, Berlin in 1977.

Führer, G. (1978). "Oberbauberechnung" (Analysis of Tracks. In German), Transpress VEB, Berlin.

Hanker, R. (1935). "Einheitliche Langträgerberechnung des Eisenbahnoberbaues" (Standardized analysis of railroad tracks, in German) *Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, 90 Jahrgang, Heft 5.

Hanker, R. (1952). "Eisenbahnoberbau" (Railroad Tracks, in German) Springer Verlag, Vienna, Austria.

Hay, W.W. (1982). "Railroad Engineering, 2<sup>nd</sup> Edition," Wiley-Interscience.

Hetényi, M. (1947). "Beams on Elastic Foundation," The University of Michigan Press, USA.

Keass G. and Gottwald, D. (1979). "Die neue Berechnung der Deutschen Bundesbahn" (The new analysis of the German railways DB, in German), *Elsners Taschenbuch der Eisenbahntechnik*, Tetzlaff Verlag, Darmstadt.

Kerr, A.D. (1976). "On the Stress Analysis of Rails and Ties" *Proceedings AREA*, Vol. 78.

Kerr, A.D. (1983). "A Method for Determining the Track Modulus Using a Locomotive or Car on Multi-Axle Trucks," *Proceedings AREA*, Vol. 84.

Kerr, A.D. (1987). "On the Vertical Modulus in the Standard Railway Track Analysis," *Rail International*, November Issue.

Kerr, A.D. (2000). "On the Determination of the Rail Support Modulus  $k$ ," *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 37.

Kerr, A.D. and Shenton III, H.W. (1985). "On the Reduced Area Method for Calculating the Vertical Track Modulus," *Proceedings AREA*, Vol. 86.

Kerr, A.D. and Shenton III, H.W. (1986). "Railroad Track Analysis and Determination of Parameters" *Proceedings ASCE, Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 112.

When determining the rail support modulus  $k$ , it should be noted that if the *ballast-in-track is disturbed* in the region of interest (for example, by tamping after timbering and surfacing or by spot renewal), the  $k$ -value diminishes, as shown schematically in Fig. 16.

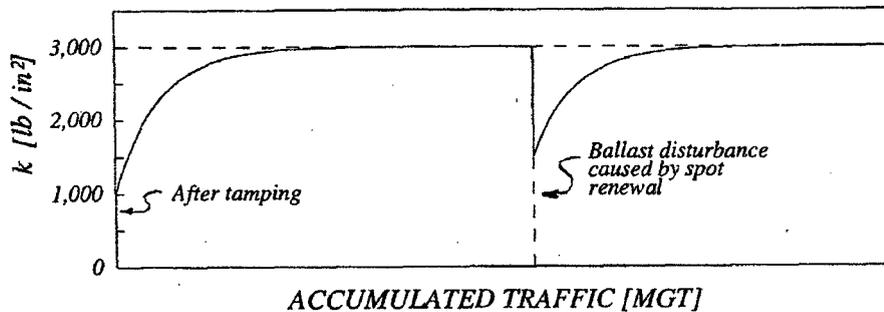


Fig. 16 Effect of Ballast Disturbance on  $k$  of a Wood Tie Track at a Track Location

Typical  $k$ -values at a track location, as affected by a ballast disturbance and then by the accumulated tonnage of moving trains, are shown in Fig. 16 for a wood-tie track. Note, whereas a track disturbance lowers the  $k$ -value, the moving traffic tends to restore it.

These track responses should be taken into consideration when attempting to determine the  $k$ -value at a specific location of a railroad track.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

The presented results were supported in part by FRA Contract DTFR 53-95-C-00087, entitled 'Development of Corrective Measures for High-Speed Tracks'. The author expresses his appreciation to Robert McCown, Director of Technology Development Programs, and Steven W. Sill, COTR, for their interest in this project.

#### REFERENCES

- Ahlbeck, D.R., Meacham, H.C. and Prause, R.H. (1978). "The Development of Analytical Models for Railroad Track Dynamics," Proc. Symposium of Railroad Track Mechanics and Technology, A.D. Kerr Editor, Pergamon Press, Oxford, England.
- Birmann, F. (1957). "Neue Messungen an Gleisen mit Verschiedenen Unterschwellungen" (Recent measurements on tracks with various tie structures, in German), *Eisenbahntechnische Rundschau*, Vol. 6, Heft 7.

Wasiutynski, A. (1937). "Recherches Experimentales sur les Déformations Elastiques et le Travail de la Superstructure des Chemins de Fer" (Experimental research on the elastic deformations and stresses in a railroad track, in French), *Annales de L'Academie des Sciences Techniques á Varsavie*, Vol. IV, Dunod, Paris, France.

Winkler, E. (1867). "Die Lehre von der Elasticität und Fesigkeit" (Elasticity and Strength, in German), H. Dominicus, Prag, Section 195.

Zarembski, A.M. and Choros, J. (1980). "On the Measurement and Calculation of Vertical Track Modulus," *Proceedings AREA*, Vol. 81.

Zimmermann, H. (1887,1930,1941). "Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues" (The analysis of railway tracks, in German), Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin. Republished in 1931 as 2<sup>nd</sup> edition and in 1941 as 3<sup>rd</sup> edition.

Kupstov, V.V. (1975). "Uprugost Relsovykh Nitiei v Zavisimosti ot Parametrov Promezhutochnykh Skreplenii" (The elasticity of rail strings and their dependence on the fastener parameters, in Russian), *Vestnik, Tsentralnii Nauchno-Issled., Inst. Zh/D Transporta (CNII MPS) No. 3.*

Luber, H. (1962). "Ein Beitrag zur Berechnung des Elastisch Gelagerten Eisenbahnoberbaues bei vertikaler Belastung" (A contribution to the analysis of an elastic railroad track subjected to vertical loads, in German), *Mitteilungen des Instituts für Eisenbahnbau und Strassenbau der Technischen Hochschule München, Germany, Heft 1.*

Mair, I.R. (1976). "The Rail as a Beam on a Stiffening Elastic Foundation," *Rail International*, Nr. 8.

Nagel, H. (1961). "Messverfahren zur Prüfung der Geisbettung" (Measuring methods for testing of tracks, in German), *Eisenbahntechnische Rundschau*, Vol. 10, nr. 7, Section IV.

Novichkov, V.P. (1955). "Vliyanie Uprugikh Elementov na Rabotu Puti" (Effect of elastic components on the track response, in Russian), Doctoral Dissertation, MIT, Moscow, Russia.

Saller, H. (1932). "Einheitliche Berechnung des Eisenbahnoberbaues" (Standardized analysis of railroad tracks, in German), *Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, 87 Jahrgang, Heft 1.

Schoen, A. (1967). "Der Eisenbahnoberbau" (The Railway Track, in German), Vol. I, Transpress VEB, Berlin (Chapter 11).

Schwedler, J.W. (1882). "On the Iron Permanent Way," *Proc. Institution of Civil Engineers*, London, England.

Selig, E.T. and Li, D. (1994). "Track Modulus - Its Meaning and Factors Influencing It," *TRB Transportation Research Record*, No. 1470, Washington, D.C.

Shakhunyants, G.M. (1965). "Rabata Puti s Zhelezobetonnyimi Shpalami Pod Nagruzkoi" (Response of track on concrete ties subjected to loads, in Russian), *Trudy NIIZhT*, Vypusk 170.

Shchepotin, K.N. (1964). "O Prirode Formirovaniya Modulya Uprugosti Relsovogo Osnovaniya" (On the nature of composing the elastic track modulus, in Russian), *Trudy NIIZhT*, Vypusk 40, Novosibirsk.

Talbot Committee (1918). "ASCE-AREA Committee on Stresses in Railroad Tracks," First Progress Report, *Proceedings AREA*, Vol. 19.

Talbot Committee (1933). "ASCE-AREA Committee on Stresses in Railroad Tracks," Sixth Progress Report, *Proceedings AREA*, Vol. 35.

Timoshenko, S. and Langer, B.F., (1932). "Stresses in Railroad Tracks," *Transactions ASME*, Vol. 54.



EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y  
ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE  
TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO  
LINEA 1 - TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Memoria de Cálculo – Diseño Estructural de la Vía  
Férrea Principal y Tercera Vía

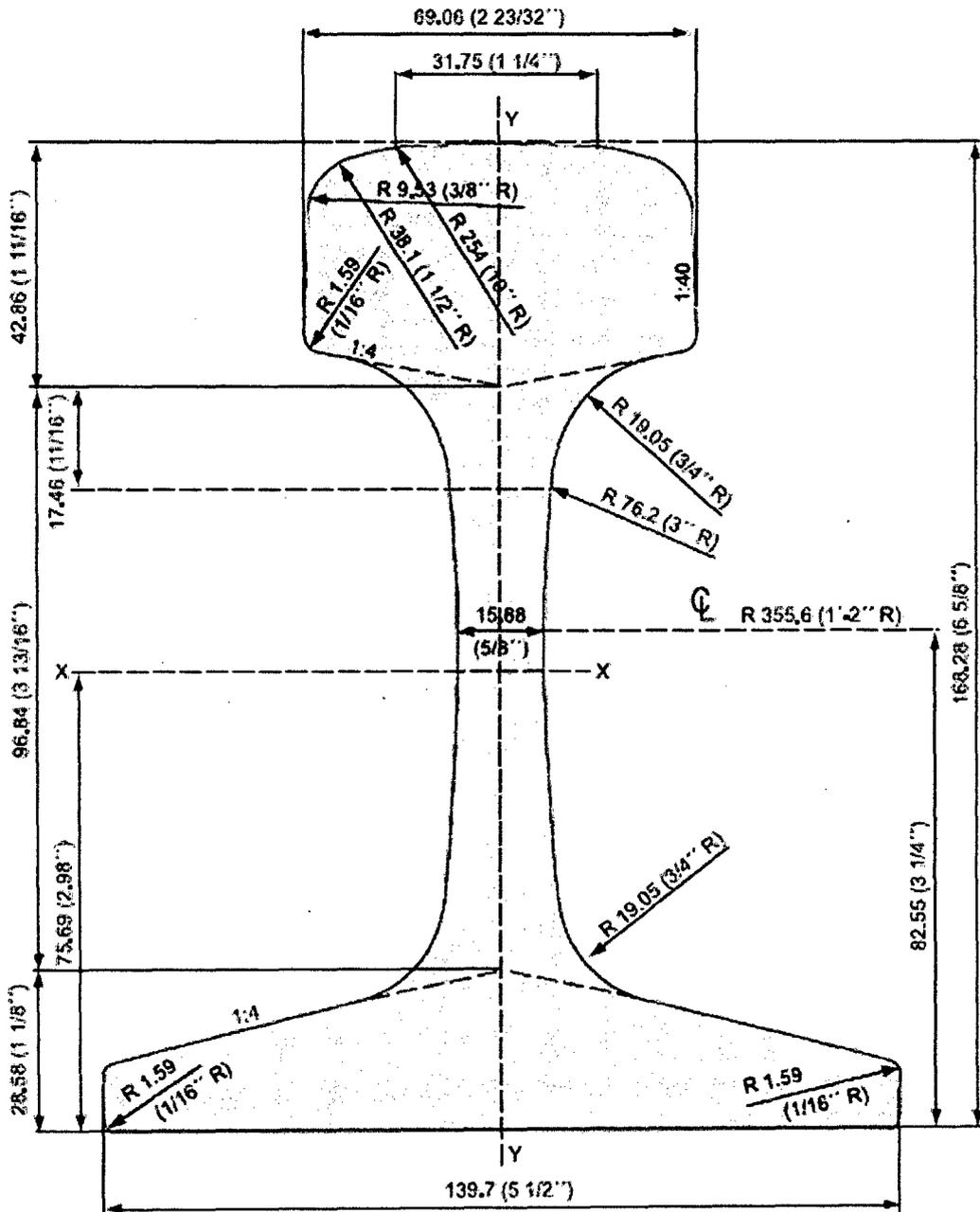
Doc. N°  
CTEL-TYL-GEN-VFE-CAL-82010

Rev.: 01

Fecha: 30-Mar-12

Página: 17/17

ANEXO I.- PERFIL DEL RIEL 115 RE



The concrete crosstie design includes the specific type of elastic fastening system (spring clip) with insulating rail seat pad and rail base insulators. The elastic clip provides sufficient toe load to the rail base to act as the longitudinal rail anchor, eliminating the conventional rail anchors used with timber crossties.

**4.4.3.3.2 Concrete Crossties**

The standard transit concrete crosstie is generally 255 millimeters (10 inches) wide and 2515 millimeters (99 inches) long at the base of tie. The tie is tapered, with a 190-millimeter (7.5-inch) height at the rail seat and a 165-millimeter (6.5-inch) height at the center of the tie. The ties are prestressed, precast concrete produced in a factory with climate controls for the curing process. For additional information on concrete crossties refer to Chapter 5.

**4.4.4 Crosstie Spacing**

Ballasted track structure design is dependent on the vehicle wheel load, a predetermined track modulus target or standard, the selected rail section, the type and size of tie, and the depths of ballast and subballast. These are combined to meet the criteria established by AREMA for both ballast pressure and subgrade pressure.

Ballasted track designs can meet or exceed the AREMA pressure requirements by altering the variable parameters (track modulus, tie spacing and ballast depth) as needed. As a guideline the following sample calculations are provided for design of ballasted track with timber or concrete crossties.

Design computations based on Talbot, Timoshenko, Hay formulas and other

guidelines assume the following typical light rail transit installation data:

Rail Section	115 RE
Vehicle Load per Wheel	5,400 kilograms (12,000 pounds)
Track Modulus	
- Timber Tie	17.2 N/mm <sup>2</sup> (2,500 lbs/inch per inch of rail)
- Concrete Tie	34.5 N/mm <sup>2</sup> (5,000 lbs/inch per inch of rail)
Desired Load Transfer to	
- Ballast	<0.45 MPa (65 psi)
- Sub Grade	<0.14 MPa (20 psi)
Ballast Depth	255 millimeters (10 inches)
Subballast Depth	200 millimeters (8 inches)
Tie Sizes	
- Timber	180 x 230 x 2590 millimeters (7 x 9 x 102 inches)
- Concrete	190 x 250 x 2515 (7.5 x 10 x 99 inches)

**Design Calculations:**

Tie Seat Load =  $\beta \cdot a \cdot P$  [Timoshenk o 1929]

where :

a = tie spacing (variable)

P = axle load = 107 kN (24 kips) - twice the wheel load

$$\beta = \left( \frac{u}{4EI} \right)^{1/4}$$

Timber Tie: u = track modulus

$$= 17.2 \text{ N/mm}^2 \text{ (2500 lb/inch per inch of rail)}$$

Concrete Tie: u = track modulus

$$= 34.5 \text{ N/mm}^2 \text{ (5000 lb/inch per inch of rail)}$$

E = modulus of steel = 206,800 N/mm<sup>2</sup> (30 x 10<sup>6</sup> psi)