

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA VÍA  
FÉRREA CON BALASTO PARA EL TREN ELÉCTRICO  
DE LIMA TRAMO PUENTE ATOCONGO – AVENIDA  
GRAU**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**PAVEL VICMAR MONTERO BARRIONUEVO**

**Lima- Perú**

**2013**

## DEDICATORIA

A mi papá y mamá Víctor y Rosa  
Quienes en todo momento me brindaron su apoyo  
y cariño a fin de brindarme una orientación en mi  
vida personal y profesional

A mis hermanos Excel y Katia  
Por su comprensión y apoyo.

Al amor de mi vida Regina Karin  
por su apoyo incondicional

## ÍNDICE

<b>RESUMEN .....</b>	<b>3</b>
<b>LISTA DE CUADROS.....</b>	<b>4</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>5</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS .....</b>	<b>8</b>
<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>9</b>
<b>CAPÍTULO I: ANTECEDENTES.....</b>	<b>10</b>
1.1. ANTECEDENTES .....	10
1.2. JUSTIFICACIÓN .....	10
1.3. DEFINICIÓN DE LOS OBJETIVOS.....	11
1.4. VÍA FÉRREA EN EL TREN ELÉCTRICO DE LIMA.....	11
1.5. VÍA FÉRREA EN EL TREN ELÉCTRICO DE LIMA – TRAMO 1 .....	13
1.6. VÍA FÉRREA EN EL TRAMO DE LA PROGRESIVA 9+200 HASTA LA 21+483.71 .....	15
<b>CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>20</b>
2.1. TIPOS DE VÍA FÉRREA.....	20
2.2. MATERIALES FERROVIARIOS .....	22
2.3. DEFINICIONES.....	30
<b>CAPÍTULO III: LOGÍSTICA Y CONTROL DE CALIDAD EN LOS INSUMOS FERROVIARIOS.....</b>	<b>32</b>
3.1. MANTA PROTECTORA DE BALASTO.....	32
3.2. BALASTO.....	33
3.3. DURMIENTES DE CONCRETO.....	37
3.4. RIELES .....	46
3.5. AISLADORES .....	49
3.6. ALMOHADILLAS.....	52
3.7. CLIPS ELÁSTICOS.....	54
3.8. ANCLAJES TIPO PANDROL .....	56
3.9. SOLDADURA ELECTROFUSIÓN .....	59
3.10. SOLDADURA ALUMINOTÉRMICA .....	63
3.11. BATEADORA .....	68
3.12. LOCOMOTORA .....	69
3.13. PLATAFORMAS FERROVIARIAS .....	70

3.14.	VAGONES HOOPER .....	72
<b>CAPÍTULO IV: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA VÍA FÉRREA CON BALASTO EN EL TREN ELÉCTRICO DE LIMA TRAMO PUENTE ATOCONGO – AVENIDA GRAU .....</b>		
<b>73</b>		
4.1.	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA VÍA FÉRREA CON BALASTO EN EL TREN ELÉCTRICO DE LIMA TRAMO PUENTE ATOCONGO – AVENIDA GRAU .....	73
<b>CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>		
<b>85</b>		
5.1.	CONCLUSIONES.....	85
5.2.	RECOMENDACIONES .....	86
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>		<b>87</b>
<b>ANEXOS.....</b>		<b>88</b>

## RESUMEN

El presente informe contiene el procedimiento del montaje de la Vía Férrea con Balasto para el Tren Eléctrico de Lima Tramo Puente Atocongo – Avenida Grau.

En el Capítulo I se explica los antecedentes y objetivos del presente informe.

En el Capítulo II se detalla los conceptos fundamentales que se requieren para poder entender y analizar el procedimiento constructivo de la Vía Férrea.

En el Capítulo III se menciona los requerimientos del control de calidad en los insumos ferroviarios para su control durante la ejecución, también se menciona los aspectos logísticos que se tuvieron que tomar en cuenta para su ejecución.

En el Capítulo IV se menciona el procedimiento constructivo de la Vía Férrea con Balasto paso a paso mostrando los problemas que se tuvieron durante su ejecución y describiendo los detalles de cada proceso.

En el Capítulo V se muestra la Conclusiones y Recomendaciones del presente informe.

## LISTA DE CUADROS

2.1	Ventajas y Desventajas de la Vía en Balasto y vía en Placa.....	21
2.2	Costos de Construcción y Mantenimiento para las Vías con Balasto y Placa....	22
3.1	Rango granulométrico para balasto.....	35
3.2	Características técnicas de la Materia Prima del aislador.....	50
3.3	Requerimientos de los materiales para el aislador.....	52
3.4	Características Técnicas de la Almohadilla.....	53
3.5	Características Mecánicas de los anclajes.....	56
3.6	Características Químicas de los Anclajes.....	57
3.7	Microestructura de los Anclajes.....	57
3.8	Tolerancia geométrica en las dimensiones de los anclajes.....	57

## LISTA DE FIGURAS

1.1	Red Básica del Metro de Lima.....	11
1.2	Vía Férrea con Balasto.....	12
1.3	Vía Férrea con Placa (Sistema Sonneville).....	13
1.4	Patio Taller en el Tren Eléctrico de Lima – Línea 1.....	14
1.5	Vía Férrea desde la progresiva 0+643 hasta la progresiva 3+645.....	14
1.6	Vía Férrea desde la progresiva 3+645 hasta la progresiva 9+200.....	14
1.7	Vía Férrea desde la progresiva 9+200 hasta la progresiva 21+483.71.....	15
1.8	Sección típica de la Vía Férrea en Balasto en un tramo Recto.....	16
1.9	Detalles de la Sección Típica de la Vía Férrea.....	16
1.10	Sección de la Vía Férrea en el Tramo del Sistema Sonneville.....	17
1.11	Sección Transversal del Tramo en Sistema Sonneville.....	17
1.12	Esquema de un Crossover.....	18
1.13	Esquema de Cambiavías del Tren Eléctrico de Lima – Tramo 1.....	19
2.1	Esquema de la Manta Protectora de Balasto.....	23
2.2	Esquema de la ubicación del Balasto.....	24
2.3	Tipos de Durmientes.....	24
2.4	Partes de un riel.....	26
2.5	Fijación Tipo Pandrol.....	27
2.6	Instante en que se realiza la soldadura electrofusión.....	28
2.7	Instante en que se realiza la soldadura Aluminotérmica.....	29
2.8	Cambiavía ubicado en la Estación Gamarra.....	29
2.9	Esquema del Cambio de un cambiavía.....	30
2.10	Trocha y peralte en una vía férrea.....	31
2.11	Eclisas que se usa para unir los rieles.....	31
3.1	Manta elástica (Color negro) y el geotextil (Color blanco).....	33
3.2	Franja granulométrica adoptada del Balasto.....	35

3.3	Producción de Balasto.....	36
3.4	Ensayo del momento negativo en el apoyo del riel.....	40
3.5	Ensayo del momento positivo en el apoyo del riel.....	41
3.6	Ensayo del momento negativo en el centro del durmiente.....	42
3.7	Ensayo del momento positivo en el centro del durmiente.....	43
3.8	Ensayo de arranque del anclaje.....	44
3.9	Marco de Prueba donde se realizaba los ensayos.....	45
3.10	Producción de durmientes de Concreto en la Planta de Ancieta.....	45
3.11	Sección del riel 115RE.....	47
3.12	Componentes de la fijación Riel-Durmiente.....	49
3.13	Ensayo de tracción del elemento.....	51
3.14	Identificación de Soldaduras.....	59
3.15	Tolerancia medida con una barra plana.....	60
3.16	Alineamiento Geométrico de las soldaduras.....	61
3.17	Alineamiento de la soldadura de los rieles.....	61
3.18	Sensores y escáner de Inspección.....	62
3.19	Registros de Inspección.....	62
3.20	Equipo de Soldadura Aluminotérmica.....	64
3.21	Alineamiento de los rieles en la Soldadura Aluminotérmica.....	64
3.22	Pre calentamiento del molde de la Soldadura Aluminotérmica.....	65
3.23	Pre calentamiento del Crisol.....	65
3.24	Fundición del material de Ignición.....	66
3.25	Eliminación de las Rebabas de la Soldadura.....	66
3.26	Rebarbadora Hidráulica en la Soldadura Aluminotérmica.....	67
3.27	Esmerilado de Rieles.....	67
3.28	Bateadora de Balasto.....	68
3.29	Locomotora Titán.....	69
3.30	Plataforma Ferroviaria.....	71

3.31	Vagones Hooper.....	72
4.1	Colocación de la Manta de Caucho.....	73
4.2	Colocación del Geotextil.....	74
4.3	Dumper recibiendo el Balasto.....	74
4.4	Dumper esparciendo el Balasto.....	75
4.5	Rodillo Liso compactando el Balasto.....	75
4.6	Descarga de los durmientes de concreto.....	76
4.7	Izamiento de los durmientes hacia la losa del viaducto.....	77
4.8	Alineamiento de los durmientes de concreto.....	77
4.9	Izaje de los durmientes con eslingas.....	78
4.10	Izaje de Rieles con la estructura Metálica.....	78
4.11	Izaje de Rieles con eslingas.....	79
4.12	Fijación Parcial de los rieles.....	79
4.13	Componentes de un sistema de Fijación Pandrol.....	80
4.14	Unión de rieles con eclisas.....	80
4.15	Camión soldador utilizado para la soldadura electrofusión.....	81
4.16	Vagones Hooper que complementan el Balasto.....	82
4.17	Nivelación geométrica de la Vía Férrea.....	83
4.18	Soldadura aluminotérmica de los rieles.....	83
4.19	Esmerilado de los rieles.....	84
4.20	Nivelación Final de la Vía Férrea.....	84

## LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

AREMA	: American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association
ASTM	: American Section of the International Association for Testing Materials
IEC	: International Electrotechnical Commission
IRHD	: International Rubber Hardness Degrees
ISO	: International Organization for Standardization
LVT	: Low Vibration Track
MFI	: Índice de Fusión
NTP	: Norma Técnica Peruana
SAE	: Society of Automotive Engineers
VA	: Contenido de Acetato de Vinilo

## INTRODUCCIÓN

Actualmente, los metros se han convertido en uno de los medios de transporte más usados y promocionados por la mayoría de los países de todo el mundo, debido a su gran capacidad de transporte, seguridad, ahorro energético y consecuentemente menor impacto sobre el medio ambiente.

Es también uno de los medios de transporte que induce una mayor confianza, seguridad y comodidad sobre los viajeros. Sin embargo, las características de las infraestructuras ferroviarias van cambiando con el tiempo y evolucionan en el sentido de mejoras en la calidad, aumento de las velocidades, etc.

Hoy en día son muchos los comités y grupos de trabajo en el que un gran número de especialistas comparten sus experiencias para buscar una mejor solución a los problemas. Por ello esta situación obliga a adecuar las normas internacionales a la realidad peruana en lo que se refiere al procedimiento constructivo de las Vías Férreas.

Debido a esto se plantea el presente informe con el fin de analizar una parte que influye en todo lo expuesto anteriormente.

## CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

### 1.1. ANTECEDENTES

El Metro de Lima es un sistema urbano de transporte que recorre la ciudad de Lima, capital del Perú, desde su extremo sur hasta las inmediaciones de su centro histórico.

Su construcción fue iniciada en 1986 durante el gobierno del presidente Alan García (1985-1990), llegándose a concluir una sección de 9,2 km de la ahora llamada Línea 1, la misma que atravesaba tres distritos al extremo sur de la ciudad: Villa El Salvador, Villa María del Triunfo y San Juan de Miraflores. A pesar de que esta sección inicial contaba ya con 30 vagones y 7 estaciones, el sistema no inició operaciones con público por no tener la distancia ni la demanda suficientes que lo hicieran comercialmente viable.

En 2009, luego de casi veinte años de paralización, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones retomó el proyecto a fin de culminar el primer tramo de la Línea 1, prolongándose su recorrido hasta la Avenida Miguel Grau en el centro de Lima, haciendo un total de 21,48 kilómetros de viaducto elevado con 16 estaciones y sumando seis distritos más: Santiago de Surco, Surquillo, San Borja, San Luis, La Victoria y el Cercado de Lima. Al concluirse las obras y completarse el primer tramo, el Metro de Lima fue inaugurado el 11 de julio de 2011, aunque su plena operatividad se alcanzó recién a inicios del año 2012. En la Figura 1.1 se muestra la red básica del Metro de Lima.

### 1.2. JUSTIFICACIÓN

Actualmente se viene construyendo la red básica del Metro de Lima, lo cual conlleva a que se construya Vías Férreas para trenes eléctricos. Debido a esta necesidad se requiere adecuar la norma internacional AREMA a la realidad peruana en lo que se refiere al procedimiento constructivo de las Vías Férreas.

Los resultados que se obtengan de este informe permitirán sintetizar los factores críticos en la construcción de una Vía Férrea y proporcionará criterios para mitigarlos.

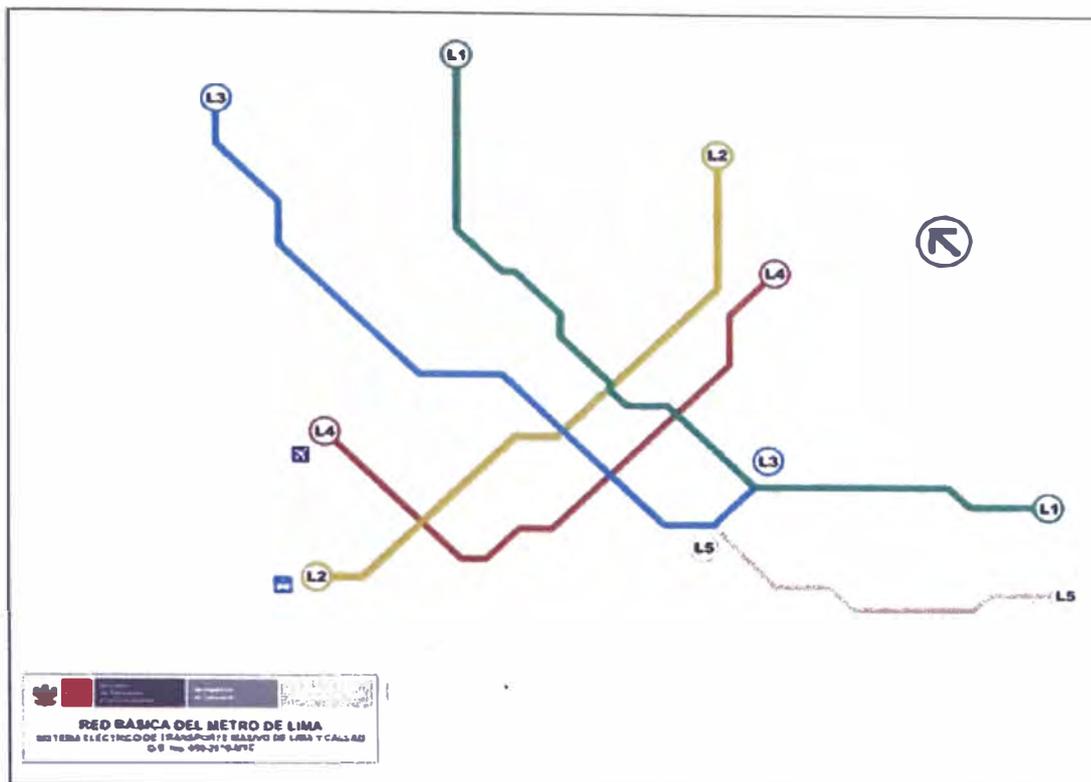


Figura 1.1: Red Básica del Metro de Lima

### 1.3. DEFINICIÓN DE LOS OBJETIVOS

#### 1.3.1. Objetivo General

Establecer criterios básicos en el Procedimiento Constructivo de una Vía Férrea para trenes eléctricos, este procedimiento no incluye la alimentación eléctrica.

#### 1.3.2. Objetivos Específicos

- Identificar las principales dificultades en el montaje de una vía férrea para trenes eléctricos.
- Establecer criterios para mitigar las principales dificultades que se pueden presentar durante la construcción de una Vía Férrea.

### 1.4. VÍA FÉRREA EN EL TREN ELÉCTRICO DE LIMA

El sistema de Vía Férrea en el tren eléctrico de Lima tiene Vía con Balasto (Figura 1.2), y Vía con Placa (Sistema Sonneville) (Figura 1.3), la Vía Férrea del tren eléctrico de Lima está compuesta por dos vías, la vía par y la vía impar. Solo en ciertos tramos se tiene una tercera vía que sirve de estacionamiento en caso de que un tren se detenga los otros trenes puedan circular libremente, el modo de cambiar de una vía a otra es a través de los Cambiavías,

El tramo en estudio comprende el procedimiento constructivo de la Vía Férrea con Balasto de la Línea 1 Tramo 1 desde la intersección de la Av. Atocongo hasta la intersección con la Av. Grau.

El procedimiento constructivo de la Vía Férrea inicia una vez este culminado el Viaducto del Tren Eléctrico, para eso la losa del viaducto debe haber alcanzado su máxima resistencia ya que esta va a ser sometida a las cargas de los equipos ferroviarios como son la Bateadora de Balasto, la Reguladora de Balasto, el camión soldador de rieles entre otros durante la construcción.

Se sigue la siguiente metodología: Colocación de la Manta Protectora de Balasto encima del Viaducto, La instalación de la primera capa de Balasto, la colocación de los durmientes de concreto, la instalación de rieles y fijaciones al 50%, la complementación de Balasto, la Soldadura electrofusión de rieles, el alivio de Tensiones en simultáneamente con la Soldadura Aluminotérmica y finalmente la corrección Geométrica usando la bateadora de balasto.



**Figura 1.2: Vía Férrea con Balasto**



**Figura 1.3: Vía Férrea con Placa (Sistema Sonneville)**

### **1.5. VÍA FÉRREA EN EL TREN ELÉCTRICO DE LIMA – TRAMO 1**

El tramo de Vía Férrea que se construyó en el tramo 1 de la Línea 1 del Metro de Lima comprende:

- La ampliación de líneas en el Patio Taller ubicado en Villa El Salvador (Ver Figura 1.4). Este tramo consistió en ampliar las líneas de Vías Férreas para un mejor funcionamiento del Patio Taller existente para la atención de un mayor número de vagones en las diferentes instalaciones del Patio Taller.
- La Rehabilitación de la Vía Férrea Existente desde el Km 0-643 hasta el Km 3+645 (Ver Figura 1.5). Este tramo estaba previsto en los alcances del contrato, donde se tenía que rehabilitar la Vía Férrea en las progresivas mencionadas, la rehabilitación consistía en: Retirar los rieles, fijaciones, durmientes nuevos y balasto existentes y reemplazarlos por nuevos rieles, fijaciones, durmientes y balasto nuevos.
- La Rehabilitación de la Vía Férrea Existente desde el Km 3+645 hasta el Km 9+200 (Ver Figura 1.6). Este tramo fue un adicional del contrato, los alcances para este adicional fueron los mismos que para el tramo desde el Km 0-643 hasta el Km 3+645.
- La construcción de la Vía Férrea desde el Km 9+200 hasta el Km 21+500 (Ver Figura 1.7). Este tramo fue completamente nuevo ya que se tenía que instalar la manta protectora de Balasto, durmientes, fijaciones y rieles nuevos.



Figura 1.4: Patio Taller en el Tren Eléctrico de Lima – Línea 1.

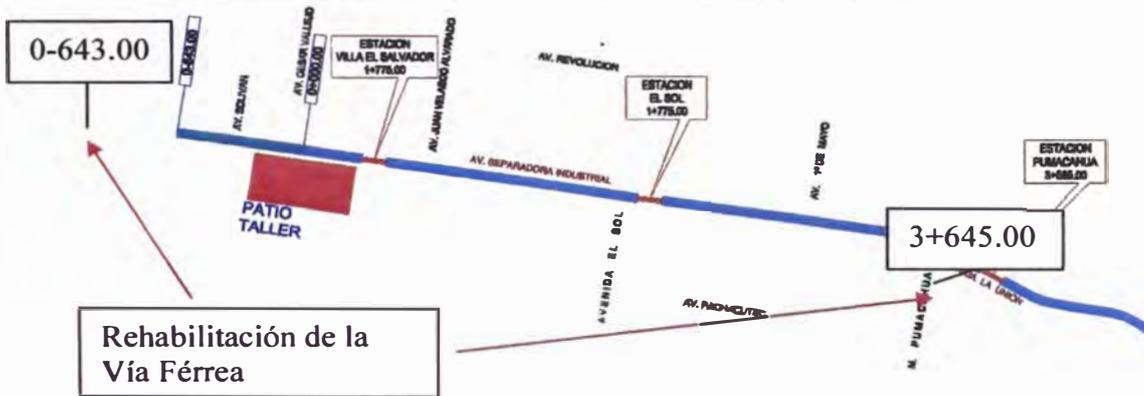


Figura 1.5: Vía Férrea desde la progresiva 0-643 hasta la progresiva 3+645.

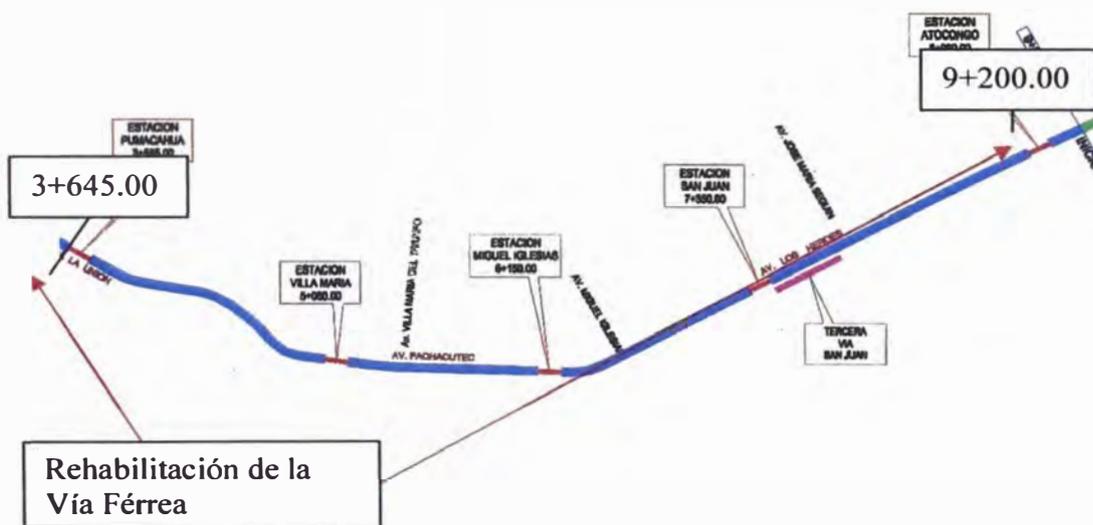


Figura 1.6: Vía Férrea desde la progresiva 3+645 hasta la progresiva 9+200.



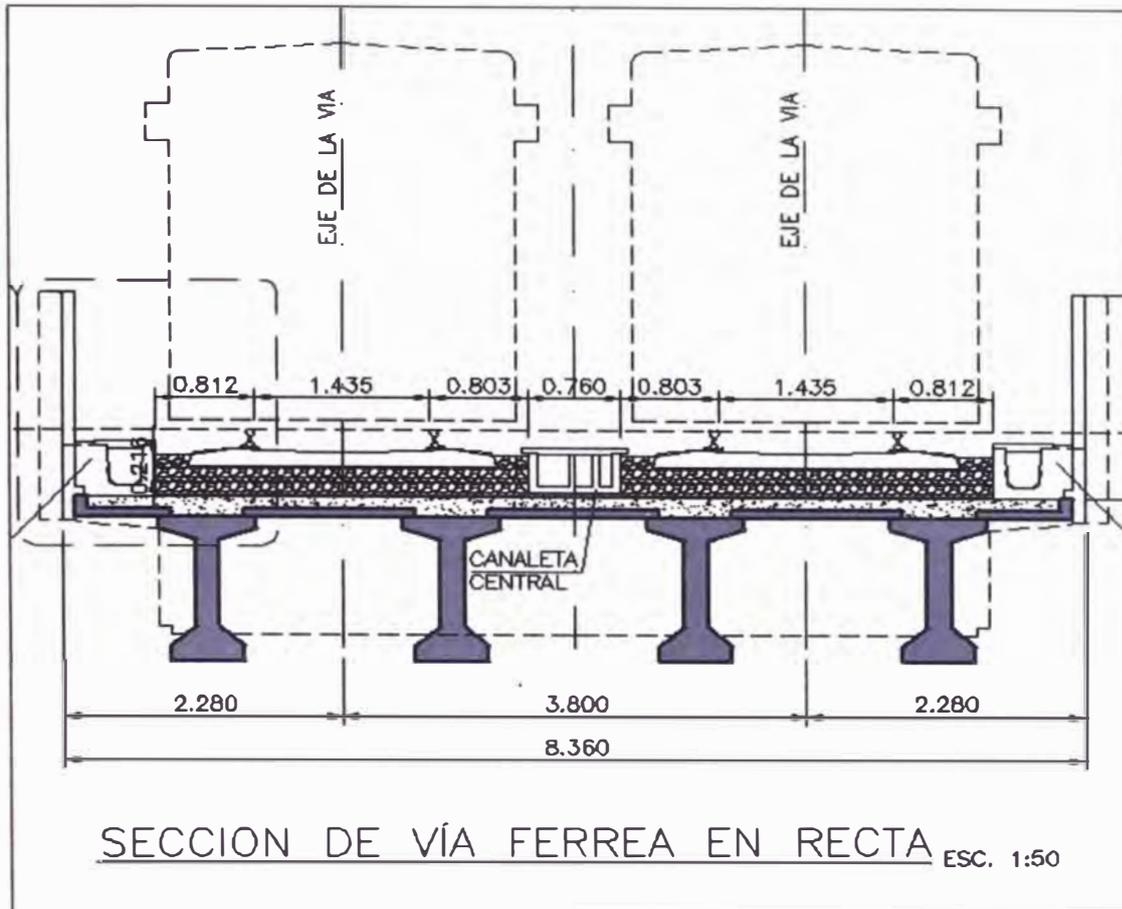


Figura 1.8: Sección típica de la Vía Férrea en Balasto en un tramo Recto.

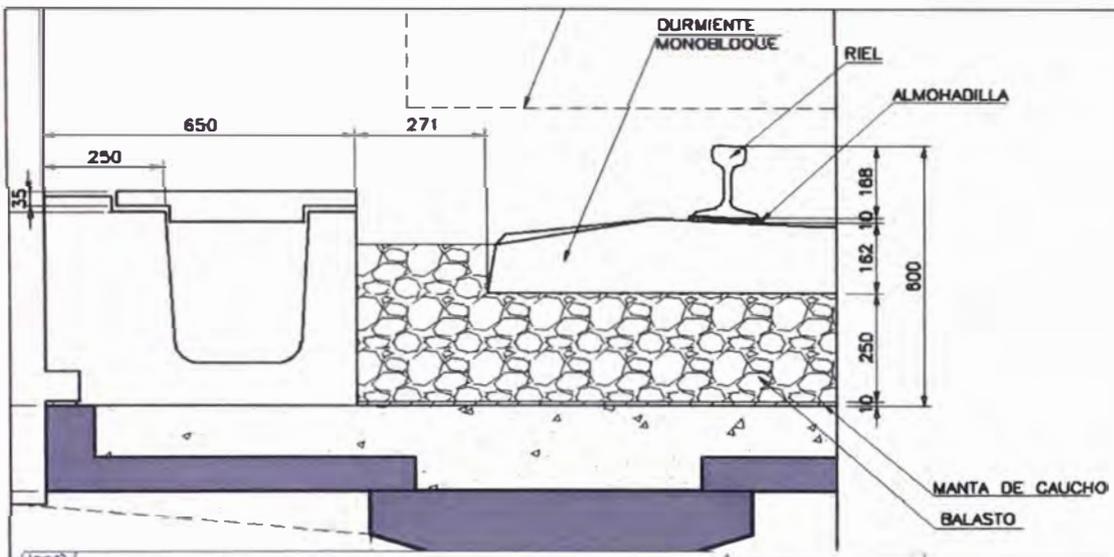


Figura 1.9: Detalles de la Sección Típica de la Vía Férrea.

Dentro del tramo mencionado también encontramos Vía en Placa que es el Sistema Sonneville, donde en vez de Balasto se encuentra con una losa de concreto. En la Figura 1.10 se muestra el Sistema Sonneville y en la 1.11 una sección típica del Sistema Sonneville.

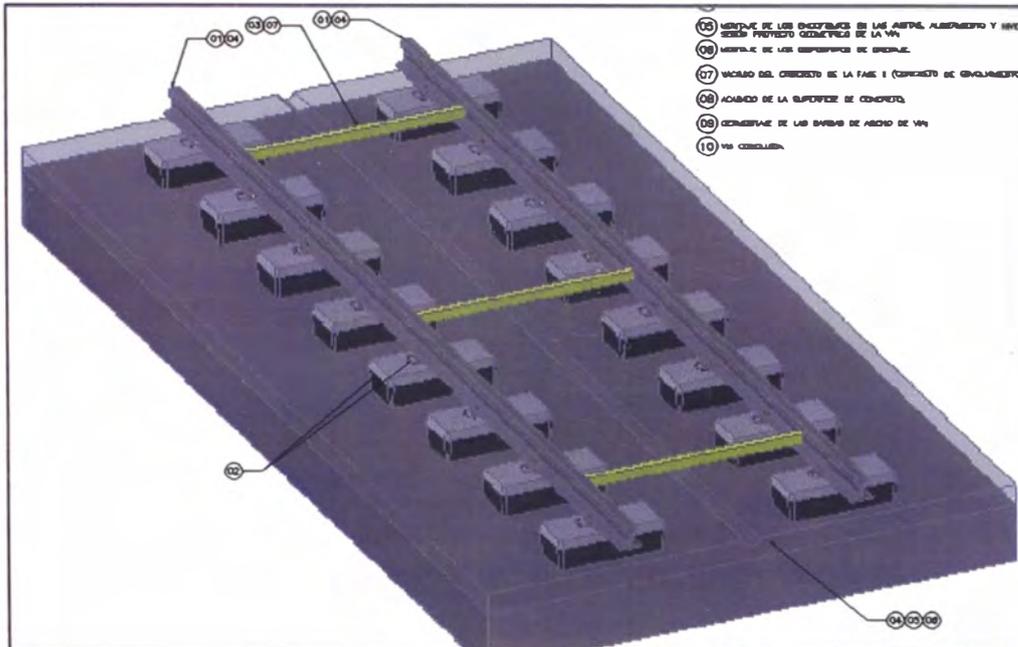


Figura 1.10: Sección de la Vía Férrea en el Tramo del Sistema Sonneville

Para la Curva N° 17 (Con radio de 200m.), a la entrada de la estación Los Cabitos se consideró utilizar el sistema de Vía en Placa o LVT (Low Vibration System o Vía de Baja Vibración) del sistema Patentado Sonneville.

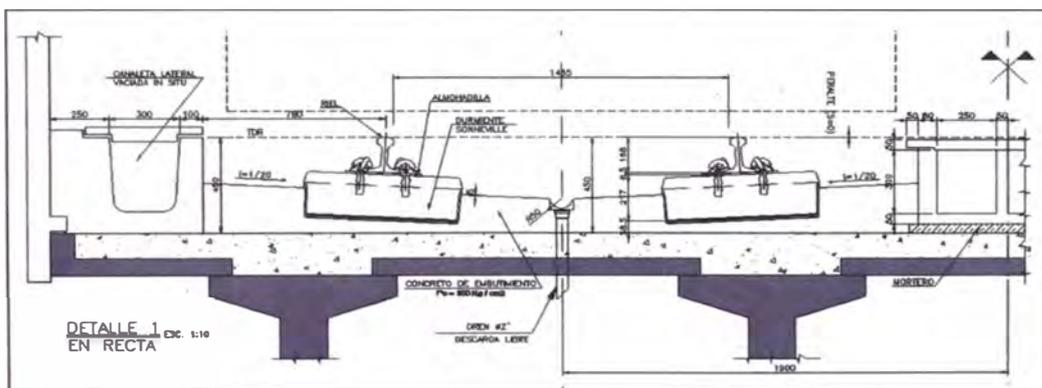


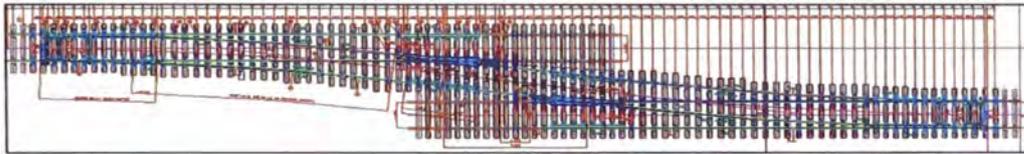
Figura 1.11: Sección Transversal del Tramo en Sistema Sonneville

El sistema es formado básicamente por los siguientes componentes: Bloques de concreto reforzados premoldeados LVT standard, cazoleta elástica, Almohadilla

elástica microcelular, Ensamble de Fijación (Clip tipo tipo Pandrol, plancha de acero y pernos) y Concreto de envolvimiento.

Asimismo dentro del tramo mencionado se instaló sistemas de Cambiavías. El sistema de Cambiavía es colocado en la Vía Férrea para direccionar en forma manual o automática el paso del material rodante de una vía férrea u otra.

En el tramo mencionado tuvimos Crossovers (Un Crossover equivale a 2 Cambiavías), en la Figura 1.12 se muestra un Crossover.



**Figura 1.12: Esquema de un Crossover**

En la figura 1.13 se muestra la distribución de Crossover a lo largo de la Vía Férrea, de Sur a Norte se tuvo 1 Crossover saliendo de la estación Villa El Salvador, 2 en la Estación San Juan, 2 en la Tercera Vía San Juan, 2 en la Estación Javier Prado, 2 en la Estación Javier Prado (La Cultura) y 2 en la Estación Grau.

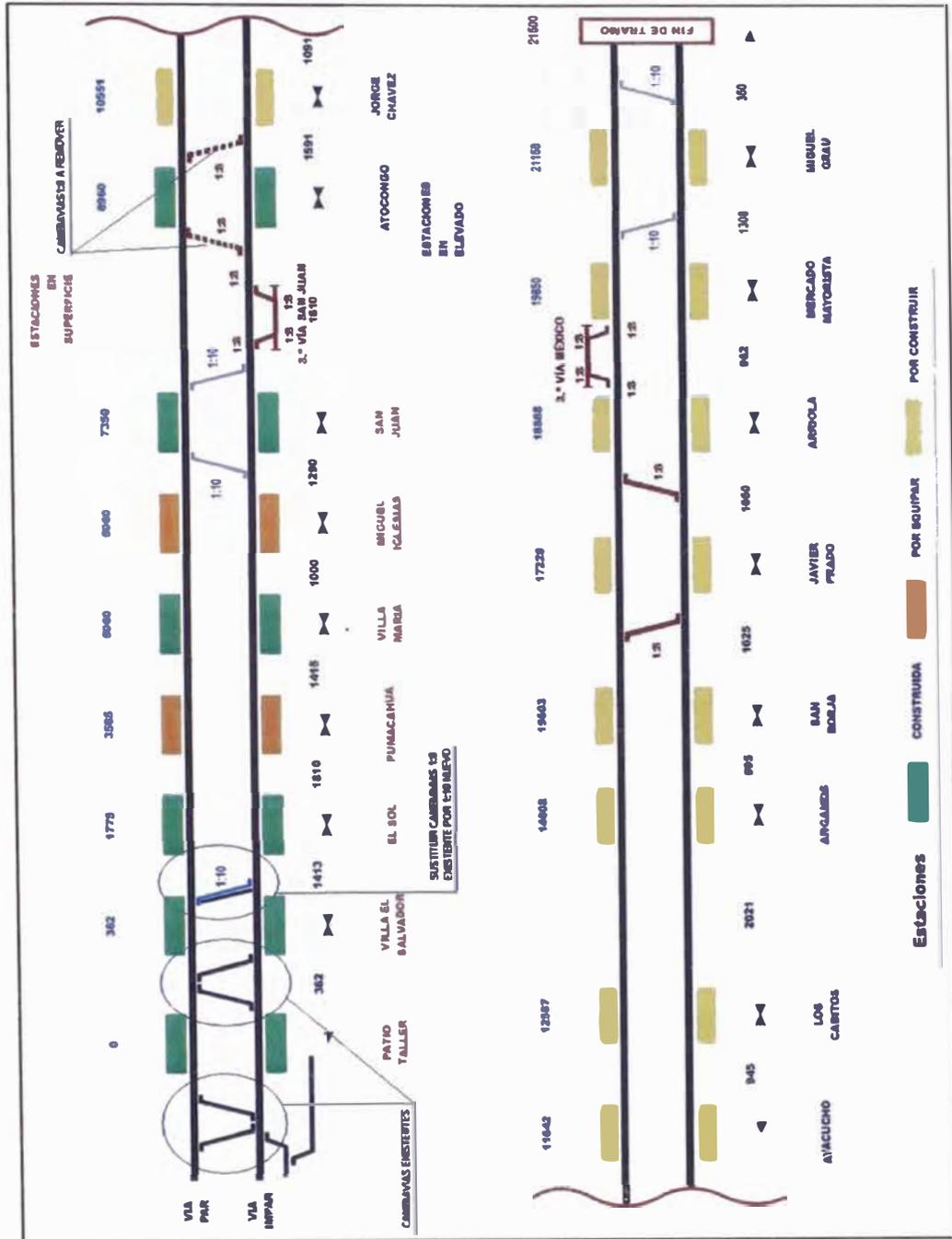


Figura 1.13: Esquema de Cambiavías del Tren Eléctrico de Lima – Tramo 1.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Los Ferrocarriles Metropolitanos se suele estudiar tradicionalmente separándolos en dos componentes. En primer lugar la infraestructura civil, que es el conjunto de obras civiles como túneles, desmontes, pasos y puentes o terraplenes necesarios para construir la plataforma sobre la que va a situarse la vía, y en segundo lugar la superestructura, que en su forma más clásica está formada por rieles fijados habitualmente sobre durmientes transversales, o más modernamente sobre una losa rígida de concreto, llamándose a la vía en este caso vía en placa. En el caso de la vía clásica, los durmientes se apoyan sobre un lecho que se diseña con una cierta elasticidad por el balasto.

### 2.1. TIPOS DE VÍA FÉRREA

A lo largo de la vida del ferrocarril se han desarrollado diversas concepciones de vía:

Vía con Balasto: Consistente en el emparrillado traviesa-carril y balasto

Vía con Placa: Alternativa al uso del balasto mediante diversos sistemas de vía hormigonada.

Actualmente conviven las dos, existiendo países que optan por uno u otro sistema en función de diferentes consideraciones, aunque no podemos ocultar que existe un gran debate a nivel mundial sobre la idoneidad de cada uno de ellos para la alta velocidad, en este sentido, Japón optó desde el principio por la vía en placa, desde los años 70, Francia es un ejemplo de país defensor de la vía con balasto para alta velocidad, Alemania, actualmente en las nuevas líneas, monta vía en placa, en Italia se monta vía con balasto incluso en los grandes túneles, Países Bajos, Taiwan y China ya han optado por la vía en placa, y en España se está montando vía con balasto de forma general, y en casos de túneles largos ya se empieza a poner vía en placa (túnel de Guadarrama 28 Km).

En la toma de decisión final por uno u otro sistema intervienen muchos factores, algunos de ellos peculiares de cada país o incluso de cada zona o tipo de línea, en cuanto al número de túneles, viaductos, etc., que hacen que tenga posiciones a favor y en contra a veces muy diferenciadas.

Por todo ello vamos a exponer ventajas e inconvenientes de cada uno de ellos de una forma simplificada.

**Cuadro 2.1: Ventajas y Desventajas de la Vía en Placa y Balasto**

<b>TIPO DE VÍA</b>	<b>VENTAJAS</b>	<b>DESVENTAJAS</b>
Vía con Balasto	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Flexibilidad de tendido, reparación y mantenimiento.</li> <li>• Costes de ciclo de vida y duración conocidos.</li> <li>• Capacidad de amortiguación de ruidos y vibraciones.</li> <li>• Reutilización el balasto</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Disponibilidad de infraestructura reducida por el tiempo de mantenimiento.</li> <li>• El costo de mantenimiento de la Vía con Balasto es aproximadamente el 212 % que el costo de mantenimiento de la Vía con Placa</li> <li>• Problemas de desgaste del balasto.</li> <li>• Altura de construcción y pesos muertos más altos.</li> </ul>
Vía en Placa	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Asegura una estabilidad controlada de la vía</li> <li>• Incrementa la estabilidad lateral de la vía</li> <li>• Disminuye los esfuerzos transmitidos a la plataforma</li> <li>• La altura y el ancho de plataforma es inferior</li> <li>• No se produce el problema de vuelo de balasto.</li> <li>• La vida útil es superior</li> <li>• Su mantenimiento es prácticamente nulo</li> <li>• No son necesarios herbicidas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El costo de construcción de la Vía con Placa es aproximadamente el 203 % que el costo de construcción de la Vía con Balasto.</li> <li>• Exige tiempo de fraguado para permitir el tráfico</li> <li>• Su reparación presenta mayor dificultad</li> <li>• Es más ruidosa que la convencional</li> <li>• Tiene peor amortiguación</li> <li>• Precisa de una topografía de precisión previa al montaje</li> </ul>

Fuente: Universidad Politécnica de Paris (2008)

El costo de construcción y mantenimiento para la Vía con Balasto o la Vía con Placa depende los factores que se mencionan a continuación:

- La localización geográfica del emplazamiento donde colocar la solución de vía, y su cercanía con centros de producción y transformación de materiales (influye en coste de material y su transporte)
- La facilidad de accesos a la zona e implantación de centros de fabricación específicos.
- La longitud y extensión de las actuaciones
- La estandarización del uso o fabricación de los materiales.
- La mecanización y estandarización de los procesos constructivos de montaje y puesta en obra.
- La disponibilidad y abundancia de medios de maquinaria y recursos disponibles.
- El periodo de vida útil de los materiales en estas soluciones

En el cuadro 2.2 se muestra un cuadro que se realizó en un estudio realizado para la línea LAV MADRID – Barcelona – Frontera Francesa realizado en el año 2000. El estudio contempló una vida útil de 65 años para la Vía con Placa y 35 años para la Vía en Balasto.

**Cuadro 2.2: Costos de Construcción y Mantenimiento para las Vías con Balasto y Placa**

		Costo en Millones de € para una Vía de 100Km
Vía con Balasto	Costo de Inversión Inicial	378.05
	Costo de Mantenimiento Anual	20.27
Vía con Placa	Costo de Inversión Inicial	770.44
	Costo de Mantenimiento Anual	9.53

Fuente: Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales Y Puertos - Universidad Politécnica De Madrid (2011)

## 2.2. MATERIALES FERROVIARIOS

### 2.2.1. Manta Protectora de Balasto

La manta protectora de Balasto (Figura 2.1) es utilizada como apoyo elástico continuo bajo el balasto. Es fabricada en caucho natural lo que le otorga excelentes propiedades dinámicas.

Es utilizada para proporcionar un alto grado de aislamiento y reducción de vibración y de la contaminación sonora.

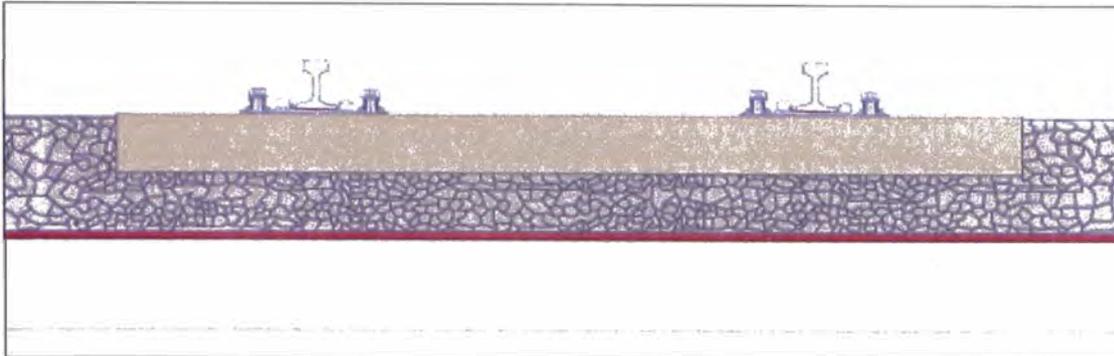


Figura 2.1 Esquema de la Manta Protectora de Balasto

### 2.2.2. Balasto

La vía que se construye actualmente en los ferrocarriles metropolitanos y tranvías es vía en placa, es decir, vía colocada sobre una estructura rígida de concreto, y que confía la elasticidad necesaria para la vía a elementos flexibles situados entre el riel y la placa. Sin embargo, existen todavía muchos kilómetros de vía en balasto, y se siguen construyendo así en los tramos en superficie en muchas ciudades, fundamentalmente por su menor costo.

La experiencia de muchas décadas en explotaciones ferroviarias llevó hace más de un siglo a la conclusión de que la mejor solución para el reparto de cargas bajo el durmiente era colocar un material granular. Este material se conoce como balasto, y es una capa de piedra partida que se coloca sobre la plataforma envolviendo a los durmientes en cinco de sus seis caras. De esta forma, el balasto transmite y reparte las cargas para no superar las tensiones admisibles de las capas inferiores, empuja a los durmientes para evitar el movimiento longitudinal debido a la dilatación, la aceleración y frenado del tren y el movimiento transversal debido a la fuerza centrífuga, proporciona la elasticidad necesaria a la vía, haciéndola más cómoda la rodadura y reduciendo los impactos debido a los efectos dinámicos, permite afinar la rasante de la vía actuando sobre él, facilita el drenaje y permite la evaporación del agua de la plataforma. En la Figura 2.2 se muestra una sección transversal de una vía férrea.

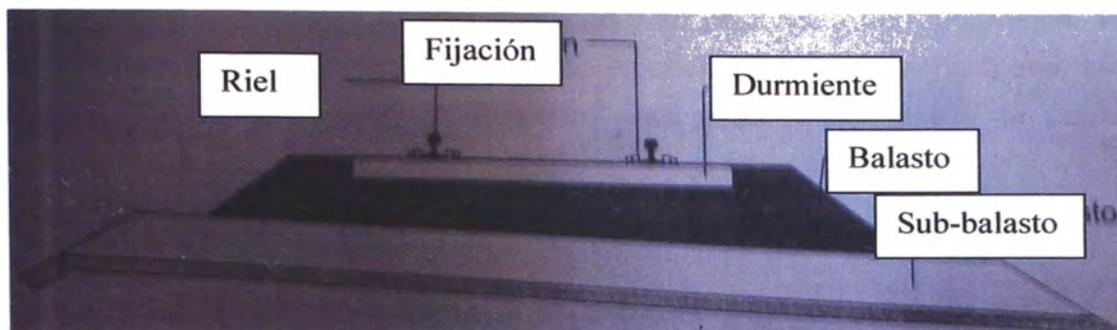


Figura 2.2: Esquema de la ubicación del Balasto.

### 2.2.3. Durmientes

Es el elemento transversal de la vía, situado entre el riel y el balasto, sirve de soporte a los rieles, mantiene la trocha de la vía y su nivelación y mantiene la inclinación de 1/20 entre los rieles. Tiene como misión, además resistir los esfuerzos en las tres direcciones creados por el tren y recibidos por el riel, y transmitirlos al balasto. Debe aislar, además, eléctricamente un riel del otro. Los tipos de durmientes se muestran en la Figura

Aunque antiguamente se utilizaron mucho los durmientes metálicos, actualmente son de madera o de concreto (armado y pretensado). En la Figura 2.3 se muestra los dos tipos de durmientes

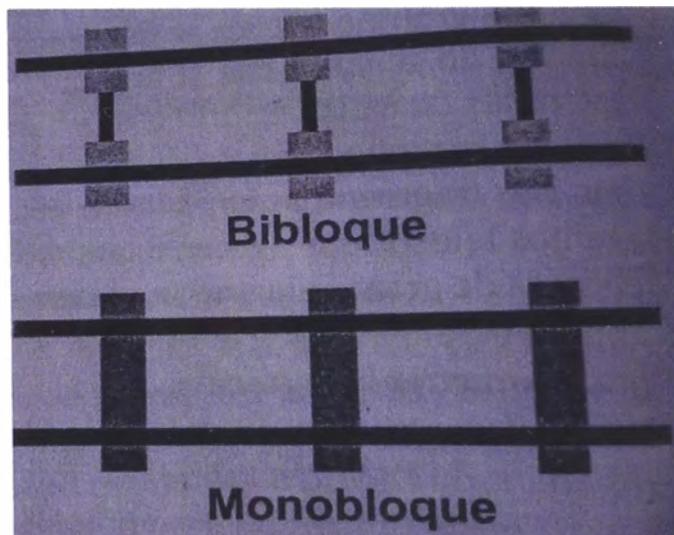


Figura 2.3: Tipos de Durmientes

#### Durmientes de Madera

Se utiliza cada vez menos, por las ventajas de los durmientes de concreto, pero existen todavía muchos centenares de kilómetros de vías con durmientes de madera en los ferrocarriles metropolitanos. Las ventajas de la madera son la resistencia incluso en accidentes, la resistencia al deslizamiento ya que el balasto se clava en la

madera, el fácil manejo por su peso reducido y su posibilidad de reutilización. Tiene como inconvenientes su envejecimiento, su combustibilidad, su menor peso, con lo que estabiliza menos la vía, su deterioro ante efectos animales y la paulatina debilitación de las sujeciones.

### **Durmientes de Concreto**

Comenzaron a utilizarse de concreto armado durante la primera guerra mundial, pero no tuvieron éxito en primer lugar por la tendencia a la rotura frágil por cargas bruscas, lo cual se manifiesta en una fisuración en la zona de apoyo de la almohadilla y en la zona de la sujeción, todo ello seguido de la desintegración del concreto, y en segundo lugar, por la poca resistencia a la fatiga creada por la alternancia del signo de los momentos. Por ello los durmientes de concreto que se utilizan hoy son exclusivamente pretensados o postensados.

### **Durmientes de Concreto monobloque**

El hormigón pretensado supone una buena solución ya que mejora la resistencia a esfuerzos alternativos al trabajar siempre a compresión, disminuye el espesor del durmiente, fundamentalmente en el centro, disminuye la cantidad del acero utilizado (7kg por durmiente en lugar de 21) y por obtenerse durmientes más ligeros que las de concreto armado.

### **Durmientes de Concreto bibloque**

Dado que la zona central no puede trabajar debidamente, se sustituye por una riostra metálica y son los dos bloques, los encargados de transmitir las cargas al balasto. Estos durmientes han tenido mucho éxito en Francia y España, por facilidad de fabricación y por la resistencia lateral que imprime a la vía. Sus desventajas son el elevado consumo de acero, su baja capacidad para mantener el ancho de vía, el peligro de corrosión de la riostra, el mal comportamiento en los descarrilos, porque quedan inutilizadas, y su pequeña superficie de apoyo sobre el balasto.

#### **2.2.4. Rieles**

El riel es el elemento de la superestructura que soporta directamente las cargas. La forma más utilizada actualmente en los ferrocarriles metropolitanos es la llamada Vignole, que tiene una zona ancha (patín) que actúa de base de apoyo y da estabilidad, una zona intermedia (alma), que une patín y cabeza y da la inercia a flexión necesaria, y la cabeza, que soporta directamente los esfuerzos que le llegan

del contacto con la rueda y es la parte que sufre directamente el desgaste que le ocasionan los vehículos. En la Figura 2.4 se indica las partes de un riel.

El riel se caracteriza fundamentalmente por la forma y el peso. Esta última cualidad da una idea de robustez y capacidad de resistencia ante las cargas a las que va a estar sometido. Las funciones del riel son fundamentalmente las tres siguientes:

- Resistir y transmitir las cargas del material rodante a los distintos elementos que componen la vía.
- Guiado de los vehículos y adhesión suficiente para el frenado y la aceleración.
- Conducción de corriente de electrificación y señalización.

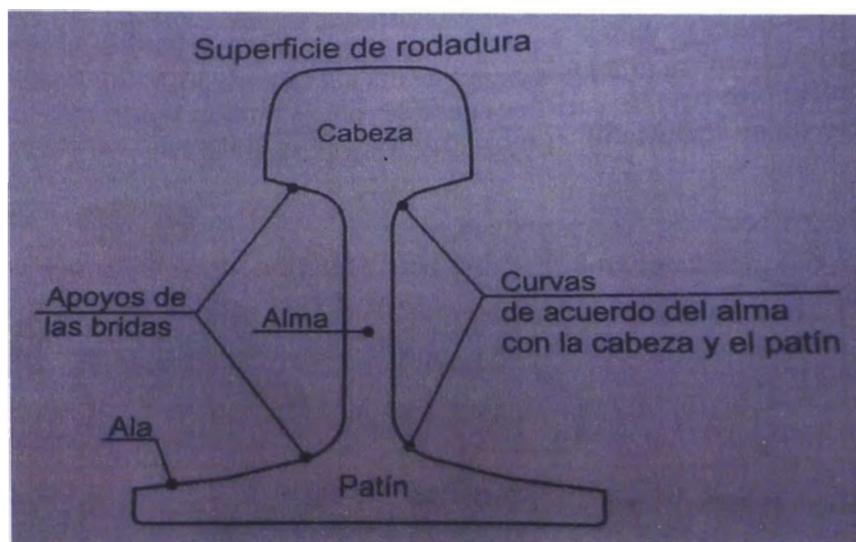


Figura 2.4 Partes de un riel.

### 2.2.5. Sistemas de Fijación

La fijación es el elemento que, sujetando el riel al durmiente hace posible la continuidad estructural de la vía. Es uno de los elementos que más influye en los costes de mantenimiento de vía, ya que su revisión y reparación tiene un rendimiento muy bajo y precisa de mucha mano de obra, por lo que se tiende al uso de sujeciones del tipo "fit and forget" (ajustar y olvidar). Por otra parte, la sujeción representa el elemento más numeroso de la vía. En un ferrocarril metropolitano con bloques elásticos a 60 centímetros de separación hay 6666 sujeciones por Km de doble vía, lo que representa, en el caso de una sujeción con 6 elementos, unos 40000 elementos individuales. Ello lleva a costes unitarios pequeños pero con repercusión global importante.

La sujeción Pandrol fue inventada por el noruego PER-PANDE-ROLFSON. El sistema consiste en el clip de la figura y según su fabricante tiene las siguientes ventajas de

sencillez de montaje y desmontaje, vale para todo tipo de vía y durmiente, cualquier climatología y precisar de mínimo mantenimiento. En la Figura 2.5 se muestra la fijación tipo Pandrol.

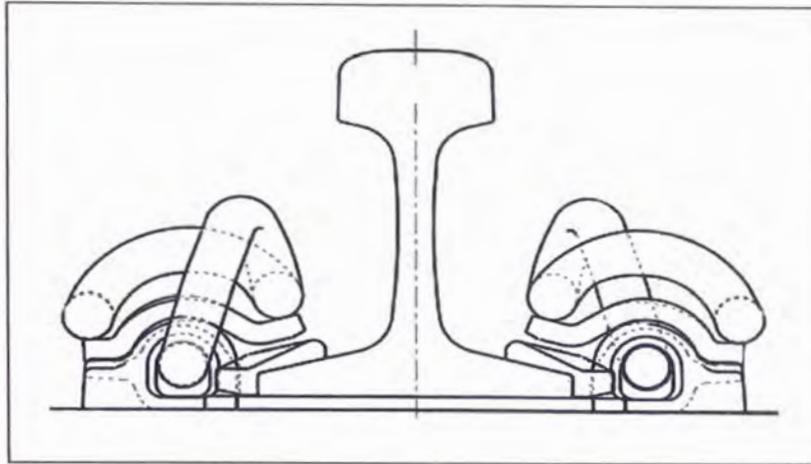


Figura 2.5: Fijación Tipo Pandrol.

### 2.2.6. Soldaduras

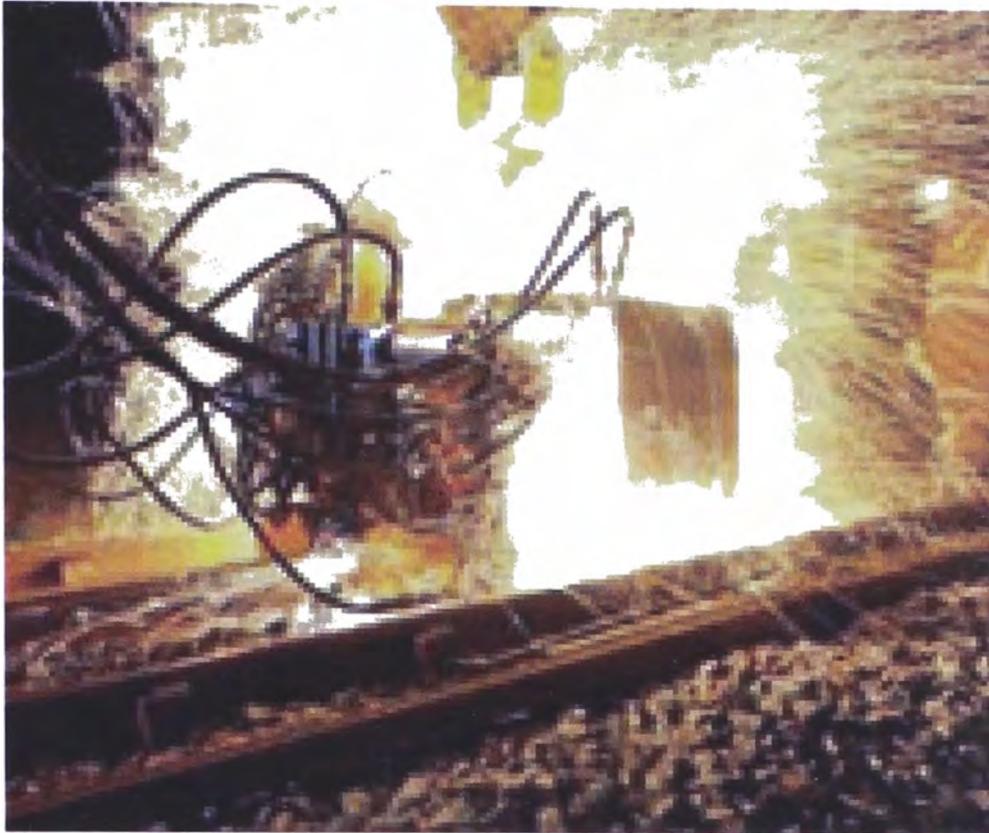
En el proceso del establecimiento de la vía del ferrocarril moderno, la soldadura de los rieles tiene gran importancia, puesto que el riel continuo soldado está aceptado universalmente. El establecimiento del Riel Continuo Soldado (RCS) exige una serie de condiciones previas acerca de las características geométricas del trazado, infraestructura y estructura de la vía.

En la práctica, sea cual sea el sistema de montaje de vía utilizado para el RCS, es precisa la ejecución de una serie de soldaduras en la vía y además es obligada la realización de un proceso de neutralización de tensiones, de importancia capital para la seguridad de las vías.

#### 2.2.6.1. Soldadura eléctrica por resistencia (Flash Butt)

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 35000 amperios) La corriente se transmite a los carriles a través de unas mordazas pertenecientes a las máquinas de soldar, que a la vez proporcionan 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 es de unos 600 a 800 °C, se juntan y se separan los extremos, durante intervalos predeterminados, hasta que a una temperatura entre 1000 y 1500 °C, se aplica una fuerza longitudinal de 40 a 50 Ton sobre los rieles, con los que se realiza la soldadura.

La calidad de estas soldaduras es alta y su coste es reducido, aunque hay que tener siempre en cuenta la elevada inversión inicial precisa. En la figura 2.6 se muestra la ejecución de la soldadura electrofusión.



**Figura 2.6:** Instante en que se realiza la soldadura electrofusión.

#### **2.2.6.2. Soldadura aluminotérmica (Thermit)**

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 liberado el metal. En el caso del óxido férrico, la reacción que tiene a lugar es la siguiente



Esta reacción exotérmica alcanza los 3000°C, pero requiere de 800 a 1000°C para iniciarse, prosiguiendo después rápidamente hasta la total combinación del aluminio con el oxígeno, que se alcanza al cabo de 15 a 25 segundos. En la figura 2.7 se muestra la ejecución de la soldadura electrofusión.



Figura 2.7: Instante en que se realiza la soldadura aluminotérmica.

### 2.2.7. Cambiavías

El montaje de los ferrocarriles exige dispositivos de unión y de intersección agrupados bajo la denominación de Cambiavías. En la Figura 2.8 se muestra el cambiavía usado en el proyecto del Tren Eléctrico.



Figura 2.8: Cambiavía ubicado en la Estación Gamarra.

#### Elementos de un Cambiavía:

El desdoblamiento de los rieles se realiza por una piezas llamadas agujas que se pueden mover, mediante un dispositivo de maniobra, sobre unos rieles adyacentes llamados contraagujas. El lado por donde se aborda la aguja se llama punta y el extremo final, talón. En la Figura 2.9 se muestra el esquema del cambio de un Cambiavía.

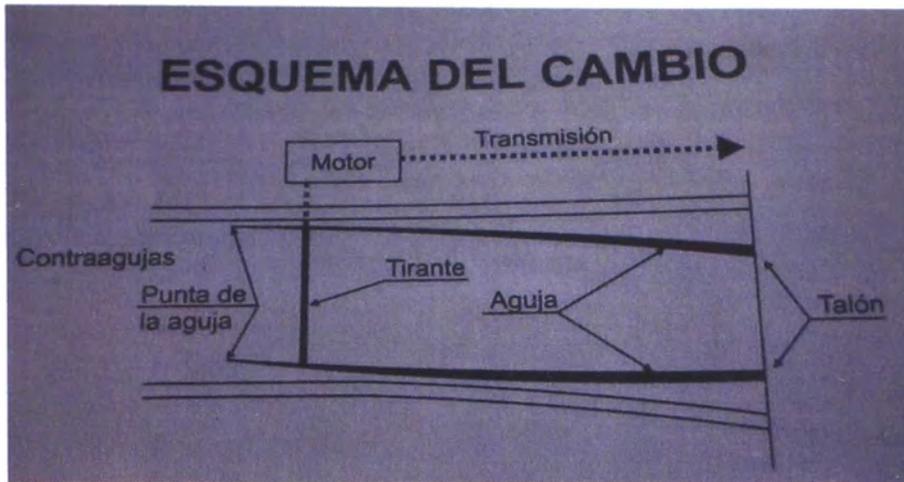


Figura 2.9: Esquema del Cambio de un cambiavía

## 2.3. DEFINICIONES

### 2.3.1. Trocha

La trocha o ancho de la vía no es más que la distancia más próxima entre las caras interiores (de trabajo) de los carriles de la vía, tomada 13 mm debajo de la superficie de rodadura (en esa zona se encuentra el punto de tangencia teórico entre la configuración de la pestaña de las ruedas del material rodante y el carril). En la Figura 2.10 se indica cual es la medición de una trocha en la Vía.

### 2.3.2. Peralte

Se denomina peralte a la diferencia de cota entre los dos rieles de la vía en curva, para una sección normal al eje de la vía. Se proporciona mediante la elevación gradual del riel exterior sobre el interior, manteniendo esté a su nivel original en la recta. Las principales misiones del peralte son:

- Producir una mejor distribución de cargas en ambos rieles.
- Reducir la degradación y desgaste de los rieles y del material rodante.
- Compensar parcial o totalmente el efecto de la fuerza centrífuga con la consiguiente reducción de sus consecuencias.
- Proporcionar confort a los viajeros.

En la Figura 2.10 se muestra los peraltes en una curva.

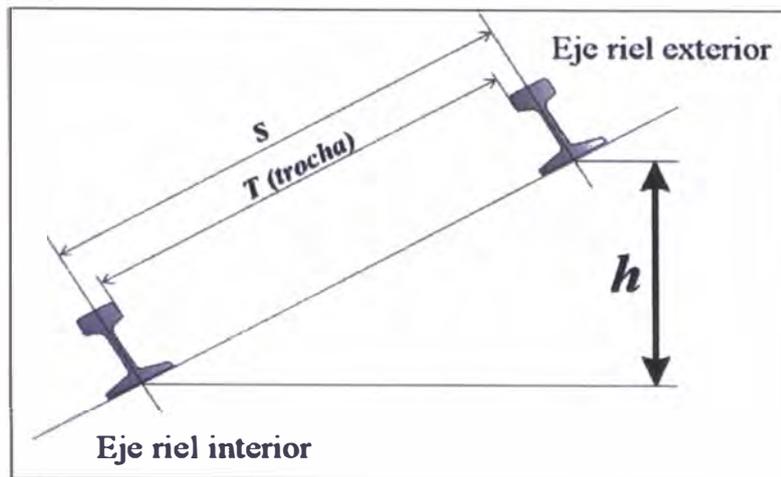


Figura 2.10: Trocha y peralte en una vía férrea.

### 2.3.3. Juntas De Los Rieles.

Es la unión longitudinal de dos rieles consecutivos. Se efectúa por medio de piezas denominadas eclisas. Las juntas mas recomendadas son las que se encuentran suspendidas, es decir, cuando la junta se encuentra entre dos durmientes, esto producen menor desgaste en los extremos del riel ya que se considera como una junta elástica, trabajando a flexión.

La función de las eclisas es el de unir los extremos de los rieles de manera que sus ejes longitudinales coincidan. Se proyecta la eclisa de manera que el par de eclisas en la junta, produzcan el mismo momento de inercia del riel. Las eclisas se fijan entre sí y a los rieles, por medio de tornillos que tienen la cabeza en forma de pico de pato, que no permite el aflojamiento y son asegurados utilizando arandelas elásticas. En la Figura 2.10 se muestra las eclisas que se colocan en las juntas de los rieles.



Figura 2.11: Eclisas que se usa para unir los rieles.

## CAPÍTULO III: LOGÍSTICA Y CONTROL DE CALIDAD EN LOS INSUMOS FERROVIARIOS

Para el tramo en estudio de la Vía Férrea con Balasto se tuvo que controlar la calidad y el abastecimiento de los materiales ya que el control de estos nos permite cumplir con los requerimientos del proyecto y la construcción continúa de este.

### 3.1. MANTA PROTECTORA DE BALASTO

Para la Vía Férrea del tramo en estudio se vio en la necesidad de usar una manta protectora debajo del balasto a fin de distribuir las cargas del tren, durmientes y balasto uniformemente hacia la losa del viaducto, además cumple con la función de amortiguar las cargas y aumentar la vida útil del Balasto. En la Figura 3.1 se muestra los dos componentes de la manta protectora de Balasto.

#### 3.1.1. Componentes

La manta protectora de Balasto consta de los siguientes 2 componentes.

##### 3.1.1.1. Componente 1: Manta Elástica

El componente 1 es un manta elástica de superficie plana y ondulada con 10 mm de espesor, esta determina las características mecánicas de rigidez estática y dinámica de la solución de aislamiento. Las mantas son suministradas en rollos con las dimensiones estándar de 15.0 m x 1.25 m.

##### 3.1.1.2. Componente 2: Geotextil

El componente 2 es una capa de geotextil para la protección de la manta contra la penetración del balasto. El geotextil (no tejido) es de tipo NW26 y es fabricado en rollos estándar de 2.62 x 100 m.

#### 3.1.2. Control de Calidad

A continuación se muestra los principales ensayos que se realizan al momento de su fabricación, el proveedor es quien se encarga de suministrarnos los ensayos para el control de calidad.

### Componente 1: Manta Elástica

CARACTERÍSTICAS	MÉTODO DE ENSAYO	UNID.	CDM-BAM-C-H70
Espesor – Ondulado		mm	10
Densidad	ASTM F-104	Kg/m <sup>3</sup>	> 810
Resistencia a la tracción	ASTM F-152	Mpa	> 0.4
Elongación antes de la rotura	ASTM F-152	%	> 40

### Componente 2: Geotextil

CARACTERÍSTICAS	MÉTODO DE ENSAYO	UNID.	CDM-BAM-C-H70
Peso	ISO 9864	g/m <sup>2</sup>	325 + 25
Resistencia a la tracción	ISO 10319	KN/m	26 + 3.4
Elongación antes de la rotura	ISO 10319	%	50 + 11.5

#### 3.1.3. Logística

Para el tramo en estudio se importó las mantas de la empresa CDM, ya que la manta es de suma importancia para el proyecto es que se importó en su totalidad.



Figura 3.1: Manta elástica (Color negro) y el geotextil (Color blanco).

### 3.2. BALASTO

El balasto de piedra triturada debe ser de constitución homogénea, con fragmentos duros, limpios, resistentes y duraderos, con superficies rugosas y angulares, forma cúbica, con baja capacidad de absorción, libre de cantidades perjudiciales de

sustancias nocivas. El balasto se utiliza para amortiguar la Vía, restringir el desplazamiento de los durmientes.

### 3.2.1. Producción

La producción del Balasto fueron realizados en la cantera de Carapongo – FIRTH y en la cantera de Jicamarca – UNICON, fue importante tener 2 proveedores ya que en caso de que fallara una pueda ser reemplazado la otra, ambas canteras debían cumplir con lo acotado en el ítem 3.2.2.

### 3.2.2. Control de Calidad

El material de balasto deberá tener las siguientes características:

Descripción de la característica	Requisito
- Peso específico:	Min 2.6 t/m <sup>3</sup>
- Máxima absorción de agua:	1.0%
- Durabilidad / sulfato de sodio:	Máx. 5,0%
- Partículas planas y / o alargadas:	Máx. 5%
-Desgaste por abrasión “Los Ángeles”	< 25%
- Finos menores tamiz 200	Máx. 1%
- Contenido terrones de arcilla	Máx. 0.5 %

Hacemos referencia al AREMA Manual for Railway Engineering, Part 2 Ballast, Section 2.4 Property Requirements, Tablas 1.2.1 y 1.2.2 (Ver Anexo 02).

Para la franja granulométrica del balasto se ha asumido la gradación 3 de AREMA (Tabla 1.2.2 de la Norma AREMA) (Ver Anexo 02) que se aproxima a los requerimientos mínimos de las Especificaciones Técnicas Básicas del contrato, que indica lo siguiente:

Malla de 2”: Nada retenido

Malla de 1”: No menos de 80% retenido

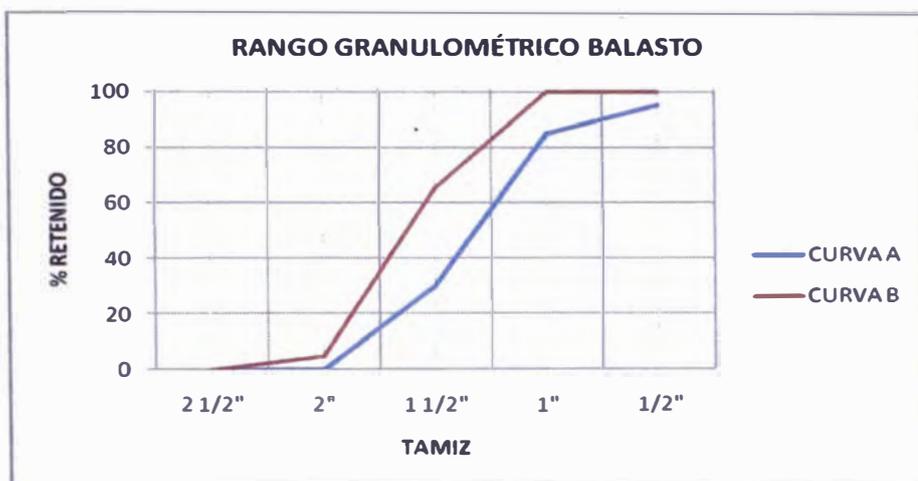
Malla de ½”: No pasa nada

En consecuencia, se tiene el siguiente rango granulométrico:

**Cuadro 3.1: Rango granulométrico para balasto**

Abertura Nominal de tamices		Porcentaje que pasa	Porcentaje retenido
mm	Pulgada		
63,5	2 1/2"	100	0
50,8	2"	95 - 100	0 - 5
39,1	1 1/2"	35 - 70	30 - 65
25,4	1"	0 - 15	85 - 100
12,7	1/2"	0 - 5	95 - 100

Fuente: Expediente Técnico de la Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del sistema eléctrico de transporte masivo de Lima y Callao. Línea 1: Tramo Villa El Salvador- Avenida Grau



**Figura 3.2: Franja granulométrica adoptada del Balasto.**

El diámetro de balasto de piedra triturada se determinará con la ayuda de tamices de laboratorio con malla cuadrada normalizada por la norma ASTM E 11.

Para la realización de los ensayos se aplicarán las siguientes Normas Técnicas:

- Peso específico: ASTM C127
- Máxima absorción de agua: ASTM C127
- Durabilidad / sulfato de sodio: ASTM C88
- Partículas planas y / o alargadas: ASTM D 4791
- Desgaste por abrasión "Los Ángeles": ASTM C 535
- Finos menores tamiz 200: ASTM C117
- Contenido terrones de arcilla: ASTM C142
- Granulometría: ASTM E 11

### Control periódico de calidad

Durante la explotación de la cantera aprobada, se realizarán ensayos granulométricos por cada 400 m<sup>3</sup> ó cada 1000 T de material utilizado (De acuerdo a la Norma AREMA 2009 Parte 2 Ítem 2.8.1 General Punto b) (Ver Anexo 03). Los otros ensayos se realizarán al inicio del suministro de cada cantera y posteriormente cada seis meses o cuando se detecten distorsiones en el material suministrado

Si se observa cualquier anomalía en el comportamiento del balasto, mientras esté en uso o durante la producción del mismo, todos o algunos de los ensayos enumerados, se pueden solicitar de nuevo. Si el material no cumple los requisitos será rechazado.

### Control de calidad permanente

El control de calidad permanente se desarrolla a través de la inspección visual, verificando si el balasto producido está contaminado (determinación de la composición del contenido de arcilla en terrones, o la determinación de notable contenido de polvo). Esta verificación se efectuará en obra previa a la colocación del balasto, el que será rechazado si no cumple lo especificado.

#### 3.2.3. Logística

El pedido del Balasto se proyectaba mes a mes con los proveedores y se confirmaba los pedidos día a día, aproximadamente 30 volquetes de Balasto de 9m<sup>3</sup>, se tenía que establecer puntos de acopio donde se tenía que situar la faja transportadora para poder abastecer de Balasto al Viaducto, en la Figura 3.3 se puede observar la producción de Balasto en la cantera de UNICON.



Figura 3.3: Producción de Balasto

### **3.3. DURMIENTES DE CONCRETO**

El proyecto utilizó durmientes de concreto monobloque, los durmientes de concreto pretensado monobloque se fabricaron con la empresa UNICON en la planta de Ancieta bajo los estándares de la norma AREMA, el diseño de este depende de la carga a la cual se va a ver sometida durante su servicio. En el Anexo 01 se adjunta la memoria de cálculo del diseño del durmiente. En la Figura 3.10 se observa la fabricación de durmientes en la Planta de Ancieta de UNICON.

#### **3.3.1. Características Generales**

- Los durmientes deberán pertenecer a la categoría monobloque pretensado.
- Los moldes deberán ser metálicos, resistente a deformaciones a fin de garantizar las dimensiones del proyecto y las tolerancias indicadas en este documento.
- Para garantizar las dimensiones y sus respectivas tolerancias, los durmientes deberán ser endurecidos en los moldes.
- El recubrimiento en ningún caso deberá ser menor que 20 mm.

#### **3.3.2. Componentes**

##### **3.3.2.1. Concreto**

El concreto deberá presentar las características necesarias para cumplir con los requisitos de aplicación y de las resistencias de compresión y flexo tracción.

La calidad de los materiales y la elaboración del concreto estarán de acuerdo a la Norma AREMA – Cap. 30 – ítem 4.2.2. y/o a las especificaciones de la Norma Técnica Peruana NTP 334.090. (Ver Anexo 04)

##### **3.3.2.2. Cemento**

La calidad del cemento estará certificada por el productor y deberá cumplir con la Normas ASTM C 150. (Según Norma AREMA Vol. 2 Chapter 8, Ítem 1.2) (Ver Anexo 02). y a las especificaciones de la Norma Técnica Peruana NTP 334.039.

El sistema de almacenamiento del cemento será tal que sea mantenido inviolable e identificado conforme sus características y aplicaciones.

Se presentarán los certificados de control de calidad del cemento emitido por el fabricante.

### 3.3.2.3. Agregados

La calidad de los agregados estará certificada por el productor y deberá cumplir con las Normas ASTM C 33. (Según Norma AREMA Vol. 2 Chapter 8, Ítem 1.4) (Ver Anexo 05) y a las especificaciones de la Norma Técnica Peruana NTP 400.037.

Los agregados deberán ser acopiados en locales separados e identificados de acuerdo a sus características y aplicaciones.

#### **Agregado Fino:**

Deberá ser natural cuarcítica o artificial, siendo esta, resultante de la trituración de roca estable y con menos de 3% de material pulverulento pasando el tamiz de malla 200 micras, exento de arcillas, limos y materia orgánica.

#### **Agregado Grueso:**

Deberá ser resultante de la trituración de roca sana y estable, con Abrasión "Los Angeles" inferior a 40%, exento de arcillas, limos y materia orgánica.

Su tamaño máximo deberá llevar en cuenta el recubrimiento mínimo y el espacio mínimo entre armaduras.

### 3.3.2.4. Aditivo

El empleo de aditivo será admitido siempre que se compruebe la ausencia de cloruros u otros halógenos en su composición.

Cuando se haya previsto el empleo simultáneo de más de un aditivo, deberá tenerse la seguridad de la compatibilidad entre ellos.

El aditivo deberá cumplir con las Normas ASTM C 494. (Según Norma AREMA Vol. 1 Cap. 30 Ítem 4.2.2.4) y a las especificaciones de la Norma Técnica Peruana NTP 339.086. (Ver Anexo 04)

### 3.3.2.5. Agua

El agua será potable u otra reconocidamente aceptable, considerando utilizations anteriores y deberá cumplir con lo especificado en la Norma Técnica Peruana NTP 339.088 y a la Norma AREMA Vol. 1 Cap. 30 – ítem 4.2.2 (Ver Anexo 04)

### 3.3.2.6. Acero

La calidad del acero para pretensado, será certificada por su productor y deberá cumplir con las especificaciones ASTM A 416 (Norma AREMA – Vol.1 Cap. 30 – ítem 4.2.4.) (Ver Anexo 06)

Para su utilización, el acero deberá estar exento de grasa, aceite, pintura u otro material nocivo a su adherencia al hormigón.

Está prohibido el rectificado del acero plegado que pueda modificar sus características de resistencia.

Se aceptará hasta un empalme por durmiente.

### 3.3.3. Tolerancias Geométricas

Los durmientes deberán presentar las siguientes tolerancias dimensionales (AREMA Vol. 1 Cap. 30 Ítem 4.3) (Ver Anexo 06):

• Longitud	± 6,35mm
• Ancho en cualquier punto	± 3,18mm
• Altura en cualquier punto	+ 6,35mm y – 3,18mm
• Trocha	+ 3,18mm y – 3,18mm
• Inclinación del apoyo del riel	1:17,5 a 1:22,5
• Torsión entre los apoyos de los rieles	1,6mm
• Plano en el asiento del riel	± 0,8mm

### 3.3.4. Identificación

Los durmientes serán identificados, en bajo o sobre relieve, en la cara superior y de forma permanente, durante el desmolde, con por lo menos:

- Identificación del fabricante y del propietario.
- Fecha de fabricación donde se indica el año y mes.
- Número del molde.

Los durmientes serán estampados con tinta negra en la cara superior donde se indicarán las siguientes características

- El día del mes de fabricación que estará ubicado al mismo lado del año y mes de fabricación.

- El Número de Lote que estará ubicado al mismo lado del número del molde.

### 3.3.5. Control de Calidad

Al primer lote de la fabricación de durmientes se le realizó el control dimensional, en caso que no cumpliera las tolerancias se procedía a calibrar nuevamente los moldes, una vez estén calibrados se realizaba la primera fabricación de durmientes. Luego, se eligió cinco al azar a los cuales se les realizó los ensayos que se indican a continuación para comprobar que el diseño del durmiente sea el correcto.

#### 3.3.5.1. Ensayo del asiento del riel sometido a carga vertical.

Con el durmiente apoyado y cargado como se indica en la figura 3.4, una carga aumentando a una tasa no mayor que 5 kips (22 kN) por minuto debe ser aplicada hasta la carga (P) requerida para producir en momento negativo en el apoyo del riel especificado por el cliente. Esta carga debe ser mantenida por no menos de 3 minutos, tiempo durante el cual la pieza debe inspeccionarse para determinar si aparecen fisuras estructurales.

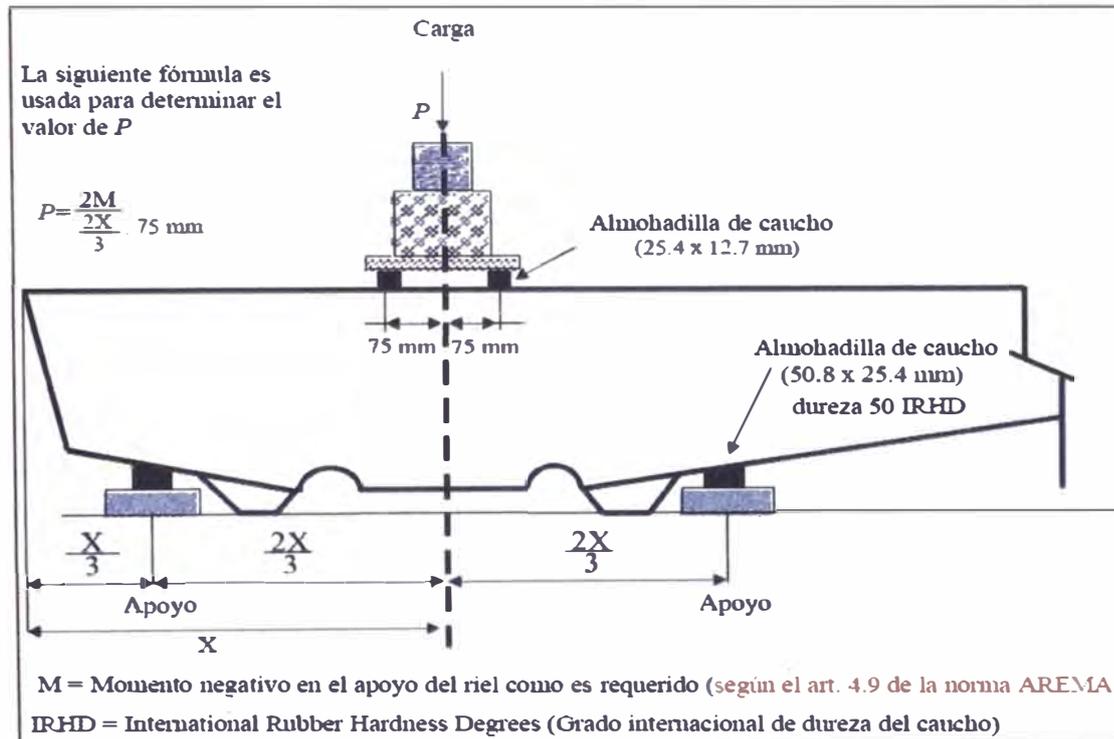


Figura 3.4: Ensayo del momento negativo en el apoyo del riel.

De la misma forma el durmiente debe ser apoyado y cargado como se muestra en la figura 3.5 para producir el momento positivo en el asiento del riel especificado por el cliente. Una lente iluminada de cómo mínimo 5 aumentos debe ser usada para

localizar las fisuras. Si la fisuración estructural no ocurre, los requerimientos de cada parte de este ensayo habrán sido alcanzados. Otro material puede ser usado previo acuerdo con el Ingeniero en sustitución de los apoyos de caucho.

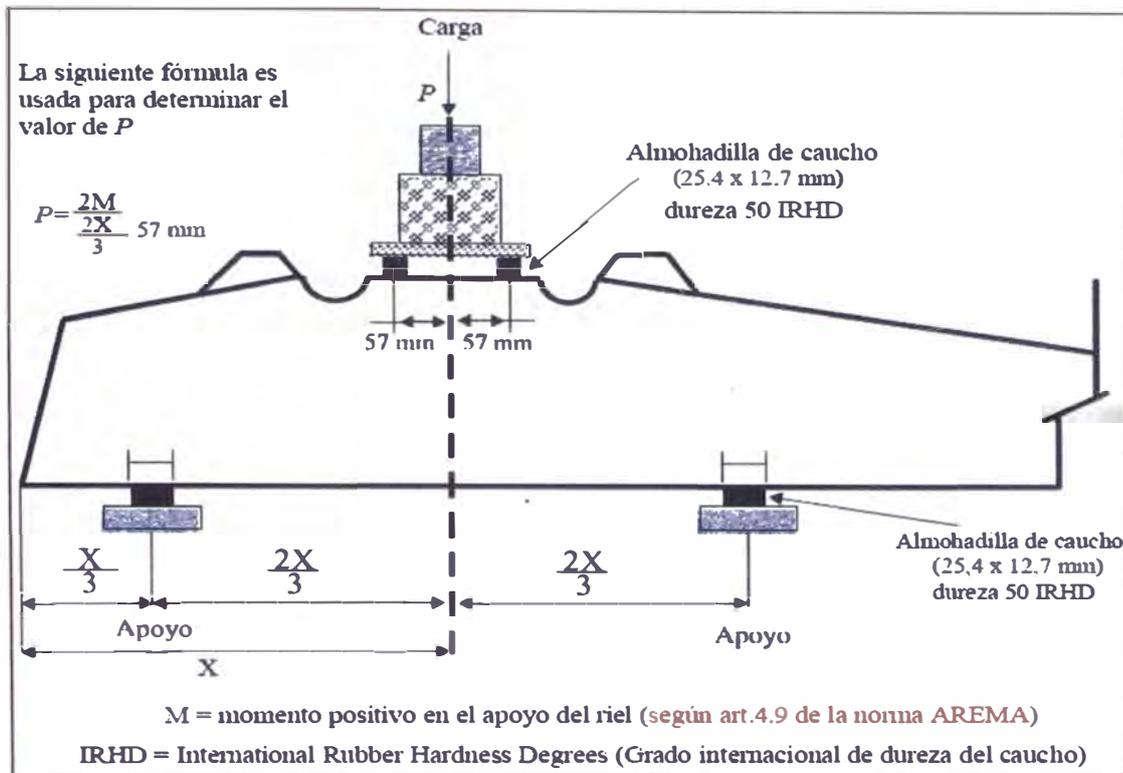


Figura 3.5: Ensayo del momento positivo en el apoyo del riel.

### 3.3.5.2. Ensayo de cargas repetidas en el asiento del riel. (Ensayo dinámico)

Siguiendo el ensayo de carga vertical para momento positivo en el asiento del riel, la carga debe ser incrementada a una tasa de por lo menos 5 kips (22kN) por minuto hasta que el durmiente se fisura desde su superficie inferior hasta el nivel de los primeros hilos de pretensado. (Se usa el mismo esquema que el de la Figura 3.5)

Luego de remover la carga estática en el asiento del riel necesaria para producir la fisuración, y de la sustitución de los soportes de la figura 3.5 por láminas de ¼ de pulgada (6.35 mm) de contrachapado, el durmiente debe ser sometido a 3 millones de ciclos de carga repetida con cada ciclo variando uniformemente entre 4 kips (17.8 kN) y 1,1 P. La carga repetida no debe exceder los 600 ciclos por minuto. Si, luego de la aplicación de 3 millones de ciclos, el durmiente puede soportar la carga de asiento de riel (1,1 P), los requerimientos de este ensayo habrán sido alcanzados.

### 3.3.5.3. Ensayo de momento negativo en el centro del durmiente.

Con el durmiente apoyado y cargado como se muestra en el figura 3.6, la carga debe ser incrementada a una tasa no mayor de 5 kips (22 kN) hasta que se alcance el momento negativo en el centro de diseño especificado en la figura 3.6. La carga debe ser mantenida por no menos de 3 minutos, tiempo durante el cual la pieza será inspeccionada para determinar si ocurre fisuración estructural. Una lente iluminada de no menos de 5 aumentos debe ser usada para localizar la fisura. Si no se produce la fisuración estructural los requerimientos de este ensayo habrán sido alcanzados.

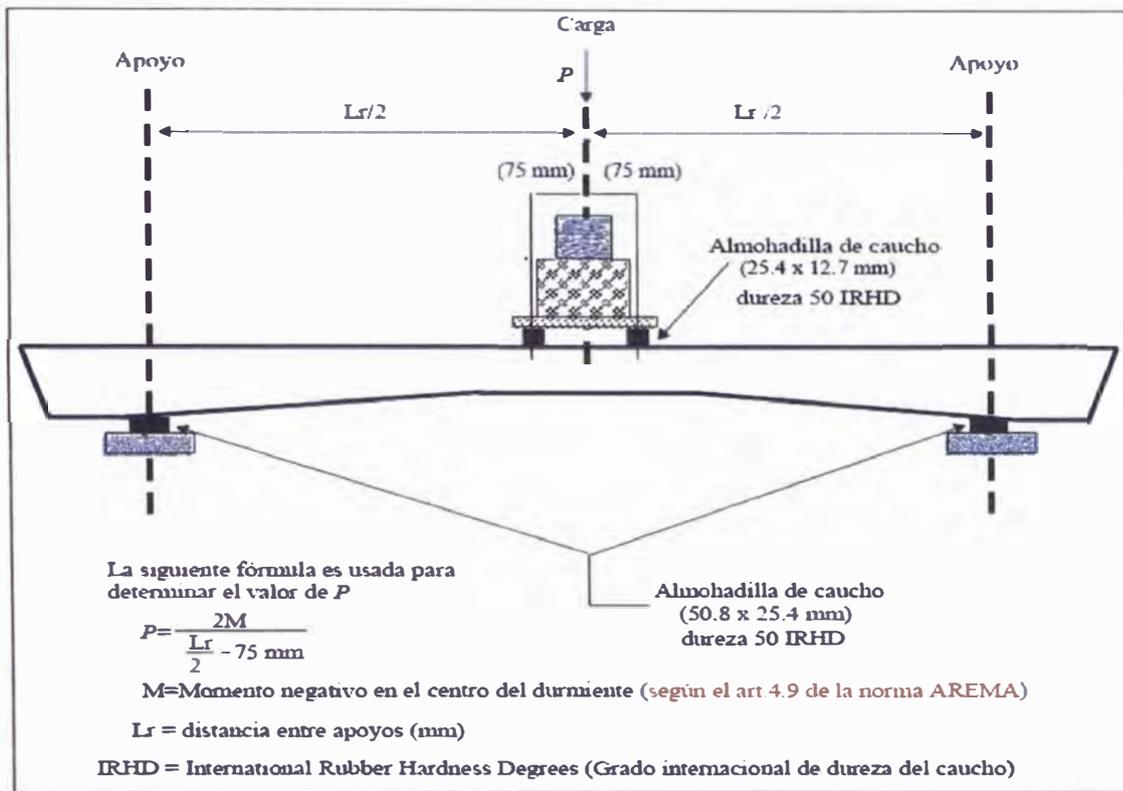


Figura 3.6 Ensayo del momento negativo en el centro del durmiente.

### 3.3.5.4. Ensayo de momento positivo en el centro del durmiente.

Con el durmiente apoyado y cargado como se muestra en la figura 3.7 una carga aumentando a una tasa no mayor de 5 kips (22 kN) por minuto debe ser aplicada hasta que se alcance el momento negativo en el centro de diseño especificado en la tabla 30-4-3. La carga debe ser mantenida por no menos de 3 minutos, tiempo durante el cual la pieza será inspeccionada para determinar si ocurre fisuración estructural. Una lente iluminada de no menos de 5 aumentos debe ser usada para localizar la fisura. Si no se produce la fisuración estructural los requerimientos de este ensayo habrán sido alcanzados.

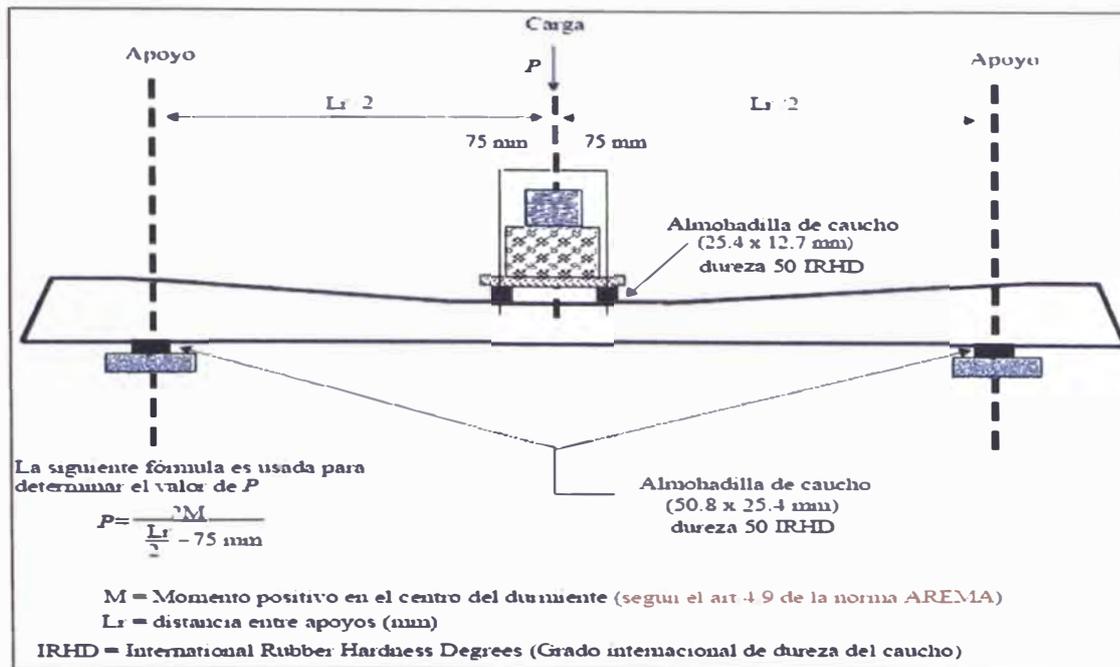


Figura 3.7: Ensayo del momento positivo en el centro del durmiente

### 3.3.5.5. Ensayos de adherencia y carga final de los elementos de pretensado.

El durmiente de concreto pretensado debe ser ensayado como se especifica a continuación.

Con el durmiente apoyado y cargado en el asiento del riel como es mostrado en la figura 3.5 una carga aumentando a una tasa no mayor de 5 kips (22 kN) por minuto debe ser aplicada hasta obtener una carga total de 1.5 P (la carga P debe ser determinada en ensayo de carga vertical en el asiento del riel para momento positivo). Si no hay un deslizamiento mayor que 0,001 pulgadas (0,025 mm), determinado con un extensómetro de lectura 1/10000 pulgadas (1/400 mm), los requerimientos de este ensayo habrán sido alcanzados. Las medidas deben ser realizadas en los hilos inferiores más externos. La carga deberá entonces ser incrementada hasta la falla última y la máxima carga obtenida deberá ser registrada.

### 3.3.5.6. Ensayo de arranque de los anclajes

Los anclajes de la sujeción deben estar sujetos a ensayo de arranque y ensayo de torque tal como sigue:

El ensayo de arranque deberá ser ejecutado en cada anclaje como muestra la figura 3.8. Una fuerza axial de 12 kips (53.4 kN) debe ser aplicada en cada anclaje separadamente y mantenida por no menos de 3 minutos, tiempo durante el cual una

inspección debe ser hecha para determinar si allí hay algún deslizamiento en el inserto o alguna fisura en el concreto.

La fisuración del mortero en la vecindad del anclaje no es causa de falla. Si las fallas ocurren, entonces los requerimientos de este ensayo no habrán sido alcanzados. La incapacidad del anclaje de resistir por sí mismo 12 kips (53.4 kN) de carga sin deformación permanente constituirá también un motivo de falla de la prueba.

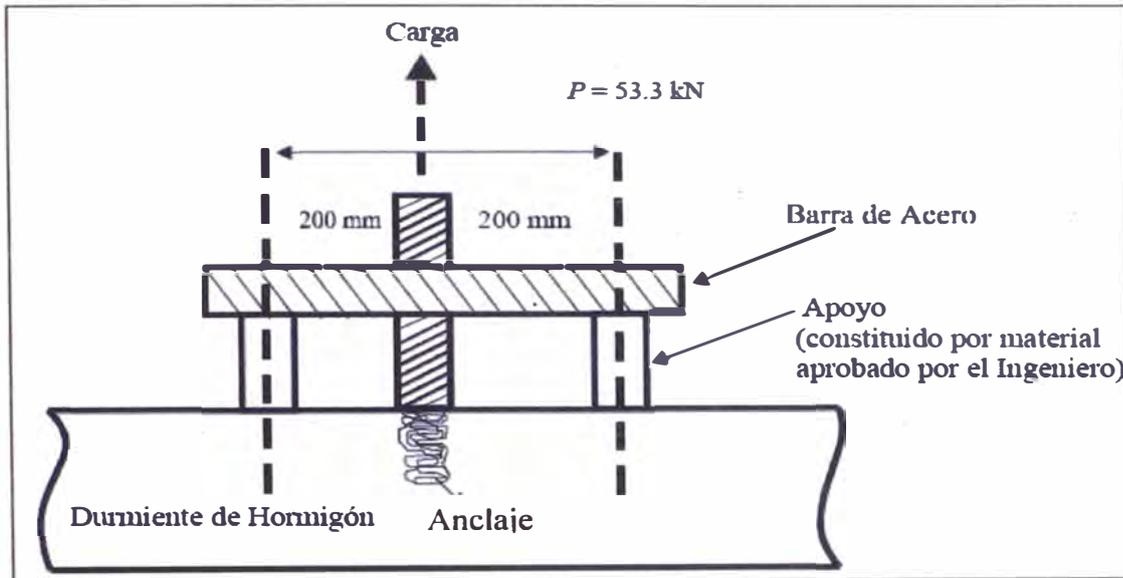


Figura 3.8: Ensayo del arranque del anclaje

Para la liberación a los 7 días se tiene que realizar el ensayo 3.3.5.1 cada 200 durmientes, luego a los 28 días se realiza los ensayos 3.3.5.1, 3.3.5.3 y 3.3.5.4 cada 200 durmientes y los ensayos 3.3.5.5 y 3.3.5.6 cada 2000 durmientes de acuerdo a la norma AREMA. En la Figura 3.9 se muestra el equipo con el cual se realizaba los ensayos

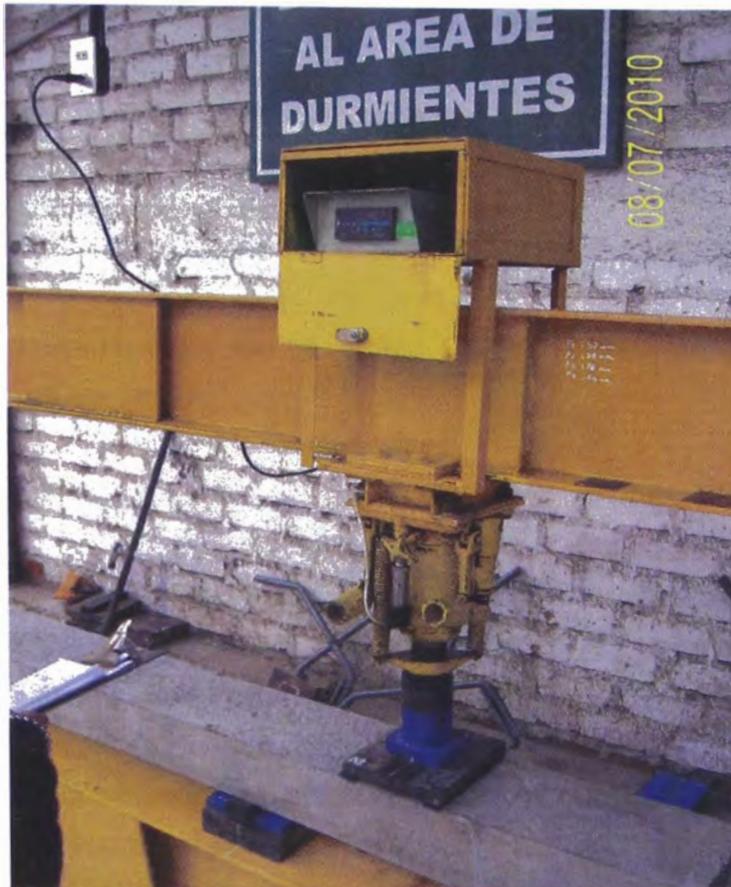


Figura 3.9: Marco de Prueba donde se realizaba los ensayos



Figura 3.10: Producción de durmientes de Concreto en la Planta de Ancieta.

### 3.3.6. Logística

Como los durmientes se pueden despachar a los 7 días después de ser desmoldados se tenía que realizar en este tiempo los ensayos correspondientes de liberación, se tenía que contratar el transporte para los durmientes de concreto que por lo general transportaban 148 durmientes al día.

### 3.4. RIELES

El riel utilizado para el proyecto fue el riel tipo 115 RE (115lb/yarda), este tipo de riel estaba estipulado en las bases.

#### 3.4.1. Sección del Riel y sus Características

- Peso teórico: 56.90 kg/m (114.68 lb/yda)
- Sección: 72.56 cm<sup>2</sup> (11.26 pulg<sup>2</sup>)
- Momento de Inercia (Ix): 2730.48 cm<sup>4</sup> (65.6 pulg<sup>4</sup>)
- Módulo resistente cabeza (W): 297.0 cm<sup>3</sup> (18.10 pulg<sup>3</sup>)
- Módulo resistente base (W): 360.52 cm<sup>3</sup> (22.0 pulg<sup>3</sup>)
- La longitud estándar de los rieles: 18.288 m (60 pies).

Las tolerancias dimensionales establecidas según la norma AREMA Vol.1 Cap. 4 Sección 2 tabla 4-2-2 son las siguientes (Ver Anexo 07):

Descripción	Tolerancias	
	Riel	Riel en vía
Altura de riel	+0,030" (0,76 mm)	+0,030" (0,76 mm)
	-0,015" (0,38 mm)	-0,015" (0,38 mm)
Ancho de cabeza del riel	+0,025" (0,64 mm)	+0,015" (0,38 mm)
	-0,025" (0,64 mm)	-0,015" (0,38 mm)
Espesor del alma:	+0,040" (1,02 mm)	+0,040" (1,02 mm)
	-0,020" (0,51 mm)	-0,020" (0,51 mm)
Altura de plantilla interna	+0,060" (1,52 mm)	+ 0,030" (0,76 mm)
	-0,00	-0,00
Asimetría de la cabeza con respecto a la base:	+0,050" (1,27 mm)	+0,030" (0,76 mm)
	-0,050" (1,27 mm)	-0,030" (0,76 mm)
Ancho de base:	+0,040" (1,02 mm)	+0,030" (0,76 mm)

0,040" (1,02 mm) -0,030" (0,76 mm)

Altura de la pestaña (cabeza del riel): +0,025" (0,64 mm) +0,015" (0,38 mm)  
 -0,015" (0,38 mm) -0,015" (0,38 mm)

En la Figura 3.11 se presenta la sección del riel, de acuerdo a las Normas AREMA.

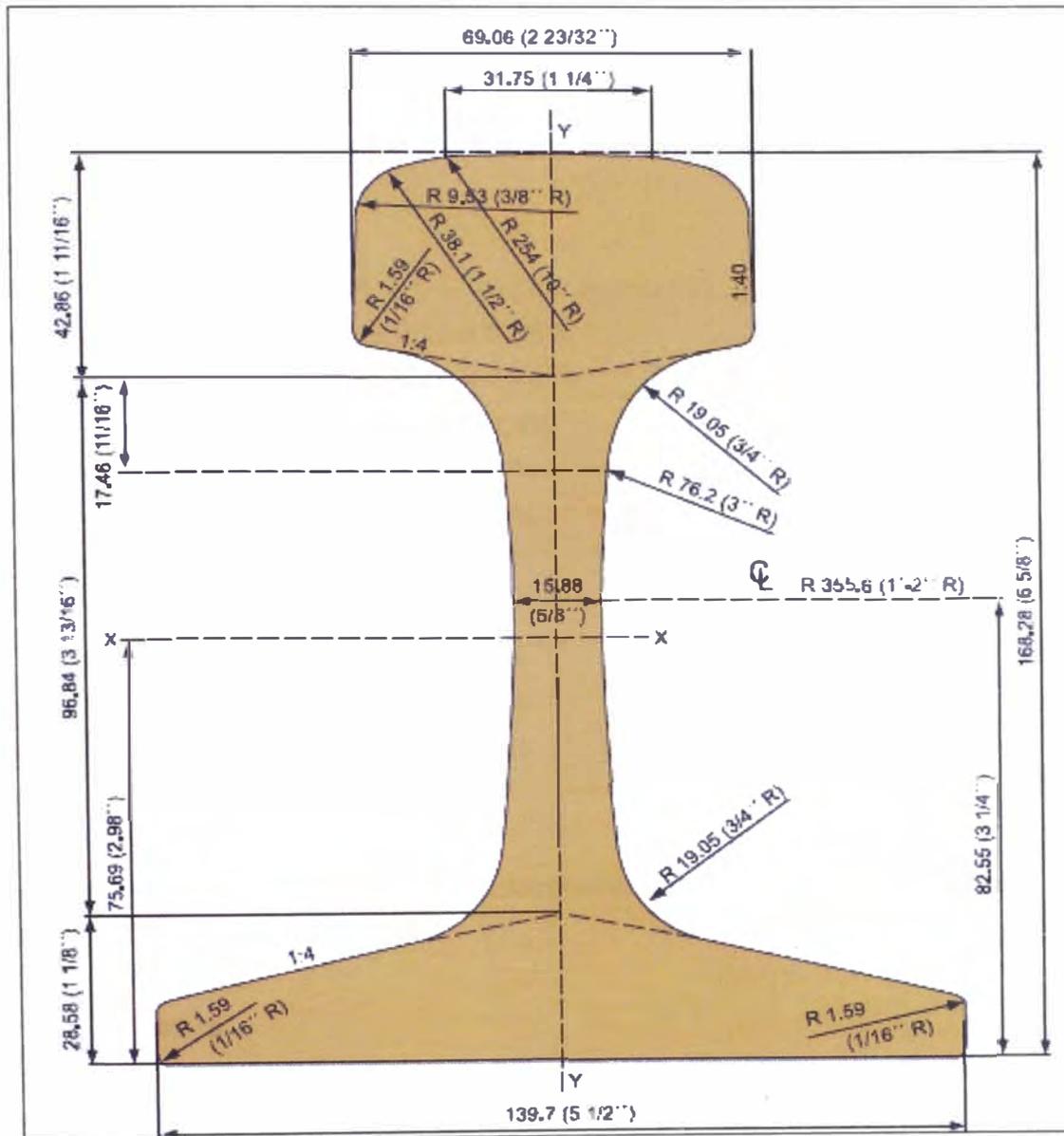


Figura 3.11: Sección del riel 115RE

### 3.4.2. Propiedades, Físicas, Químicas y Mecánicas del Riel

Los rieles que serán usados en la vía férrea son del tipo 115 RE que corresponden al Standard Chemistry Rail Steel, y cuyos requisitos especificados en el "AREMA Manual

for Railway Engineering-Vol. 1 Cap. 4 Tabla 4-2-1-4-1b" (Ver Anexo 07) son los siguientes:

**Dureza.**

La dureza: Min. 310HB

**Propiedades mecánicas**

(AREMA Vol. 1 Cap. 4 Tabla 4-2-1-4-1c) (Ver Anexo 07)

Resistencia a la Fluencia: Min. 74000 psi = 510.21 Mpa  
Resistencia a la Tracción: Min. 142500 psi = 982.50 Mpa  
Elongación: Min: 10%

**Composición química**

(AREMA Vol. 1 Cap. 4 Tabla 4-2-1-4-1a) (Ver Anexo 07)

Carbono: de 0.74 a 0,86 %  
Manganeso de 0.75 a 1,25 %  
Silicio: de 0.10 a 0,6%  
Fósforo: Máx. 0.020 %  
Azufre: Máx. 0.020 %  
Níquel: Máx. 0.25%  
Cromo: Máx. 0.30%  
Molibdeno: Máx. 0.060%  
Vanadio: Máx. 0.010%  
Aluminio: Máx. 0.010%

**3.4.3. Control de Calidad**

Para el control de calidad se solicitó al fabricante cumplir los requisitos mencionados en Item 3.4.2.

**3.4.4. Logística**

La fabricación de rieles se solicitó con 2 meses de anticipación, fueron comprados a la empresa Wirth Rail, la cual trajo los rieles de Canadá, cuando llegaron a Perú se dejó en puntos estratégicos los rieles para poder facilitar el montaje, luego se trasladó con el uso de camabajas.

### 3.5. AISLADORES

Los aisladores (Figura 3.12) cumplen la función de aislar eléctricamente los rieles del durmiente, para el proyecto fueron aisladores tipo Pandrol número 2410, estos deben cumplir los siguientes requisitos.

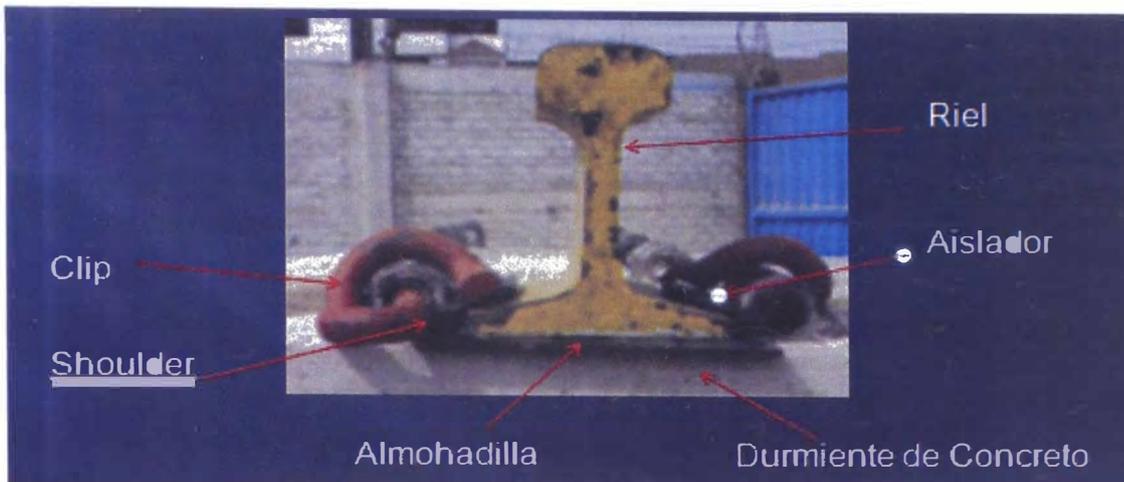


Figura 3.12: Componentes de la fijación Riel-Durmiente.

#### 3.5.1. Requisitos

- El aislador original tipo PANDROL debe estar fabricado con materiales resistentes a la fatiga que resulta adecuada de las demandas en la vía férrea.
- Los aisladores deberán ser fabricados y diseñados para prevenir los desplazamientos transversales en las operaciones de alivio de tensión en la vía férrea.
- Los aisladores deben trabajar conjuntamente con todo el sistema de sujeción, lo que permite una retención longitudinal no menor de 10.8 kN de apoyo.
- El aislamiento deberá ser resistente a la intemperie, los hongos o las sustancias químicas existentes.
- Los aisladores deberán tener las dimensiones adecuadas para su uso con los componentes del sistema de sujeción. Los aisladores deberán cumplir las propiedades físicas y químicas necesarias para resistir los efectos de la exposición al medio ambiente y al tráfico de cargas. (Manual AREMA (Volumen 1, capítulo 30, parte 4, sección 4.2.6 (Insulation)) (Ver Anexo 06)

#### 3.5.2. Materia Prima

El material debe ser de nylon 66 reforzado con 33% de carga de fibra de vidrio con protección contra los rayos ultravioleta. Puede añadirse a la materia prima virgen hasta un máximo de 10% del material procedente de la colada de los aisladores.

La materia prima debe tener las siguientes propiedades.

**Cuadro 3.2: Características técnicas de la Materia Prima del aislador**

Aislador, Características Técnicas Materia Prima					
ITEM	DETALLE	UNIDAD	VALOR	NORMAS	
1	DENSIDAD	g/ cm <sup>3</sup>	1.300 a 1.450	ISO 1183	ASTM D 792
2	PUNTO DE FUSIÓN	°C	250 a 270		ASTM D 789
3	RESISTIVIDAD ELÉCTRICA		> 2 x 10 <sup>12</sup>	IEC 93	ASTM D257
	- Recién moldurado	ohm/cm	ohm/cm		
	- Tratado	ohm/cm	> 2 x 10 <sup>7</sup> ohm/cm		

Fuente: Expediente Técnico de la Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del sistema eléctrico de transporte masivo de Lima y Callao. Línea 1: Tramo Villa El Salvador- Avenida Grau

### 3.5.3. Aisladores Moldurados

Para la recepción de los aisladores deberán ser presentados los resultados de los ensayos indicados en el ítem 3.5.2.

#### Tratamiento de absorción de agua

Todos los aisladores deben ser tratados en agua a la temperatura mínima de 95°C hasta que hayan absorbido una cantidad de agua tal que su peso supere en 0.80% a 1.20% el peso original recién moldurado.

La prueba de absorción de agua será ensayada de acuerdo a la norma ASTM D/570, esta prueba se hará en 1 muestra por cada 2.000 aisladores producidos. Cada muestra será en grupos de 10 aisladores.

#### Resistencia a la Rotura

La muestra debe ser fijada por un dispositivo adecuado, y se aplicará una fuerza como se muestra en la figura 3.13. La fuerza de ruptura no deberá ser inferior a 450 kg.

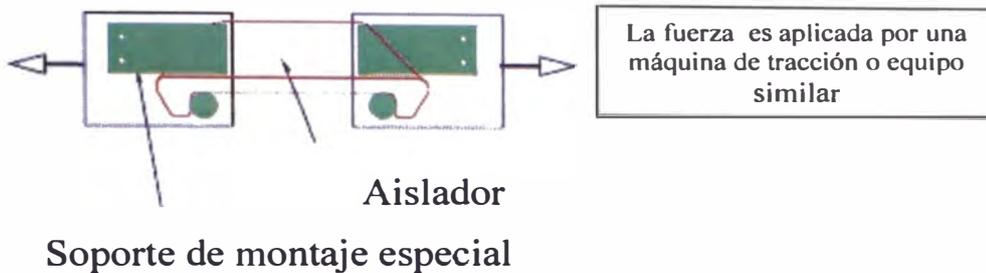


Figura 3.13: Ensayo de tracción de aislamiento

Nota: La muestra de esta prueba es de 1 por cada 2000 aislante unidades producidas.

### Dureza

Se realizará el ensayo de dureza según la norma ASTM D/785 - método a escala y debe hacerse la prueba de 2 puntos en cada muestra - min. 95 Rockwell. Las muestras serán tomadas a 1 (un aislante) por cada 500 unidades producidas

### Control Visual

Los moldurados deben de estar limpios y sin huella de henchimientos o quemaduras. Coladuras y cualquier rebaba han de ser eliminadas con la rebarbadora.

El muestreo de esta prueba será de 1 unidad por cada 5.000 aisladores producidos.

### Porosidad

En 1 (un aislante) por cada 500 unidades producidas se deberá cortar las puntas de los bordes (las aristas) y no se debe tener porosidad visible a simple vista.

### Identificación

Se imprimirá en cada aislador el detalle del número de diseño y la marca de identificación del fabricante.

### Verificación dimensional

Las muestras serán tomadas a 1 (un aislante) por cada 500 unidades producidas. Todas las muestras deben ajustarse a las dimensiones descritas en el diseño adjunto.

### 3.5.4. Control de Calidad

Para el control de calidad se solicitó al fabricante cumplir con los requisitos mencionados en el Ítem 3.5.2.

### 3.5.5. Logística

Ya que los aisladores tienen un precio poco significativo comparado con los durmientes y rieles, estos se compraron en su totalidad para el proyecto, considerando 4 aisladores por durmiente y un porcentaje de desperdicio de 5%. Para el caso de los aisladores el proveedor fue la empresa BRR Railparts que era el poseedor de la patente en Sudamérica de la empresa Pandrol.

### 3.6. ALMOHADILLAS

Las almohadillas (Figura 3.12) cumplen la función de aislar eléctricamente los rieles de los durmientes, para el proyecto fueron almohadillas tipo Pandrol número 2061/13.

#### 3.6.1. Materia Prima

La materia prima utilizada en la fabricación de las almohadillas será el Etileno vinil Acetato (EVA) en su forma pura, deberá presentar las características técnicas que se incluyen en el Cuadro 3.3, las mismas que serán garantizadas y certificadas por el fabricante:

**Cuadro 3.3: Requerimientos de los materiales para el aislador.**

Almohadilla, Características Técnicas Materia Prima					
ITEM	DETALLE	UNIDAD	VALOR	NORMAS	
	Especificaciones Materia Prima: EVA				
1	DENSIDAD DE FUSION 23°C	g/ cm3	0,925 a 0,933	DIN 53 479	ASTM D 1505
2	ÍNDICE DE FUSION (MFI 190/2,16)	g/10 min.	1 a 4	DIN 53 735	ASTM D 1238 1973
3	RESISTIVIDAD	ohm/cm	> 106	DIN 53 482	
4	CONTENIDO ACETATO DE VINILO (VA)	%	8 a 10		
5	RESISTENCIA A TRACCION A ROTURA	N/mm2	> 15		ASTM D 1248 1974
6	ALARGAMIENTO DE ROTURA	%	> 400		ASTM D 1248 1974

Fuente: Expediente Técnico de la Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del sistema eléctrico de transporte masivo de Lima y Callao. Línea 1: Tramo Villa El Salvador- Avenida Grau.

#### 3.6.2. Almohadillas Molduradas

##### Ensayos de la almohadilla moldurada

Serán aceptados los materiales que cumplan los requisitos técnicos especificados en el cuadro 3.4.

**Cuadro 3.4: Características Técnicas de la Almohadilla**

Almohadilla: Características Técnicas				
ITEM	DETALLE	UNIDAD	VALOR	NORMAS
	Especificaciones de las Almohadillas Molduradas			
1	RESISTENCIA A TRACCION	N/mm <sup>2</sup>	> 9	DIN 53 455
2	ALARGAMIENTO	%	> 350	DIN 53 455
3	DUREZA (Shore D)	-	> 30	DIN 53 505
4	RESISTIVIDAD	ohm/cm	> 106	DIN 53 505

Fuente: Expediente Técnico de la Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del sistema eléctrico de transporte masivo de Lima y Callao. Línea 1: Tramo Villa El Salvador- Avenida Grau

### PLAN DE MUESTRAS

Inspección Visual.- 1 almohadilla de muestra por cada 2000 producidas.

Precisión Dimensional.- 1 almohadilla de muestra por cada 2000 producidas.

Resistencia a la Tracción y alargamiento.- 1 almohadilla de muestra por cada 5000 producidas.

Dureza.- 1 almohadilla de muestra por cada 2000 producidas.

El Fabricante Pandrol, proporcionará la certificación de la calidad de la almohadilla que deben satisfacer los requisitos arriba mencionados.

### Identificación

Cada pieza deberá tener marcada claramente y en bajo relieve los nombres del fabricante (Pandrol), el año de fabricación, lote de fabricación y el modelo.

#### 3.6.3. Control de Calidad

Para el control de calidad se solicita al proveedor los certificados de calidad de lo descrito en el Ítem 3.6.2

#### 3.6.4. Logística

Ya que las almohadillas tienen un precio poco significativo comparado con los durmientes y rieles, estos se compraron en su totalidad para el proyecto, considerando 2 almohadillas por durmiente y un porcentaje de desperdicio de 5%. Para el caso de las almohadillas el proveedor fue la empresa BRR Railparts que era el poseedor de la patente en Sudamérica de la empresa Pandrol.

### **3.7. CLIPS ELÁSTICOS**

Los Clips Elásticos (Figura 3.12) cumplen la función de fijar el riel con el durmiente y permite desplazamientos verticales de tipo recuperables restringiendo los desplazamientos longitudinales entre el riel y el durmiente, también efectúa la transmisión de los esfuerzos del riel al durmiente. Para el proyecto fueron utilizados Clips Elásticos tipo Pandrol E-2009

#### **3.7.1. Materia Prima**

La materia prima debe ser de acero templado y templado en aceite, en cumplimiento de la Norma SAE-9259 y SAE-9254 aprobado por Pandrol.

El acero debe ser desprovisto de superficies con detrimentos y de defectos de interiores.

El acero deberá ser capaz de ser resistente a la corrosión y capaz de resistir las cargas repetidas del tren en el entorno de la vía férrea sin falla por fatiga o un requerimiento excesivo de mantenimiento. (Manual AREMA (volumen 1, capítulo 30, parte 4, sección 4.2)) (Ver Anexo 06)

#### **3.7.2. Clips Moldurados – Precisión Dimensional**

##### **Aspecto y geometría**

Los Clips elásticos PANDROL de la serie E-2009 deberán estar limpios, lisos, y no deberán tener marcas de herramientas, grietas, pliegues u otros defectos que afecten su uso. Todos los elementos deberán estar cuidadosamente desbarbados y sanos en todas sus partes. Los elementos metálicos deberán estar protegidos contra la corrosión; el tratamiento anticorrosivo tiene que recubrir uniformemente toda su superficie y aristas.

##### **Precisión dimensional**

La forma, dimensiones y tolerancias de los elementos deberán ser conforme a lo indicado en el Diseño Pandrol.

Las fijaciones elásticas serán inspeccionadas por el fabricante en lotes de 30000 unidades, se deberán retirar 20 muestras por lote para su verificación, el lote será rechazado si 3 o más muestras no cumplen las tolerancias.

##### **Dureza**

Los clips deben ser elaborados para obtener un grado de dureza de superficie entre los 44 y 48 Rockwell C.

El ensayo de dureza deberá ser ejecutado en una máquina de dureza, de acuerdo a la norma BS.891 Parte 1 y 2 (equivalente ASTM E-18). Se deberá tomar 3 medidas de la dureza de cada fijación elástica, la media de esa lectura determinará la dureza de cada fijación.

El fabricante verificará la dureza en 10 muestras por cada 30000 unidades (cantidad total de un lote). Un lote será rechazado si 2 o más muestras no corresponden a las exigencias del ensayo.

### **Acabado**

Los clips deben suministrarse desprovistos de escurrimientos que puedan resultar peligrosos al manejo y puedan comprometer su ensambladura.

### **Embalaje:**

Los Clips elásticos de la serie PANDROL E-2009 se presentan en un saco de rafia de 40 gramos, con un peso máximo de 31 kg.

En cada bolsa se colocará una etiqueta en la que estarán claramente marcadas:

- Nombre o logotipo del fabricante
- Número de orden de compra
- Contenido
- Cantidad por caja
- Las etiquetas deben ser de material resistente, sin embargo, no pueden ser metálicos.

### **Tolerancias geométricas:**

Se muestra los valores de las tolerancias geométricas del clip elástico E-2009.

- Longitud del clip:  $106 + 3\text{mm}$
- Longitud del chaflán de alivio:  $61\text{ mm (mín.)}$
- Longitud del achatado:  $38 -3\text{ a }+0\text{ mm}$
- Ancho del achatado:  $15\text{ 0 a }+3\text{ mm}$
- Diámetro de la barra:  $20 + 0.25\text{ mm}$

### **3.7.3. Control de Calidad**

Para el control de calidad se solicita al proveedor los certificados de calidad de lo descrito en el Ítem 3.7.1

### **3.7.4. Logística**

Los Clips Elásticos son necesarios para la fijación riel durmiente, se compraron 4 por durmiente y en su totalidad al inicio del proyecto.

### 3.8. ANCLAJES TIPO PANDROL

Los Anclajes Tipo Pandrol (Figura 3.12) son embebido en el durmiente de concreto para que el clip pueda fijarse a este y así mantener la unión riel – durmiente. Para el proyecto fueron utilizados Anclajes Tipo Pandrol 7518.

#### 3.8.1. Requisitos

- Los anclajes deben estar fabricados con materiales resistentes a la fatiga que resulta de las demandas en el riel. La materia prima será fundición con grafito esferoidal sometida a tratamiento de fierro.
- Los anclajes deberán estar fabricados y diseñados para prevenir los desplazamientos transversales en las operaciones de alivio de tensión de los rieles.
- Los anclajes deben trabajar conjuntamente con todos los elementos conexos, lo que permite una retención longitudinal de no menos de 10,8 kN de apoyo.
- No se aceptarán, durante el uso, que los rieles se muevan longitudinalmente, puesto que el conjunto de fijación elástica deberá obtener retención/bloqueo longitudinal con el tiempo.
- No se aceptarán deformaciones, fisuras o roturas después de la fabricación. Deberá resistir a los esfuerzos derivados de los rieles, y aun así mantener sus características mecánicas compatibles con las condiciones de trabajo durante su vida útil.

#### 3.8.2. Materia Prima

El fabricante deberá presentar documentos de autorización de PANDROL para la fabricación de los anclajes con diseño BRR-0101-0070.

El material utilizado en la fabricación de anclajes tipo PANDROL es de hierro fundido con grafito esferoidal, debiendo satisfacer las siguientes características técnicas, de acuerdo a la norma NBR-6916 (equivalente ASTM a-536 grado 80-55-06):

Características mecánicas:

**Cuadro 3.5: Características Mecánicas de los anclajes.**

ITEM	DETALLE	UNIDAD	VALOR
1	Resistencia a la Tracción	Mpa	500
2	Alargamiento a la rotura	%	7
3	Límite elástico	Mpa	350

Fuente: Expediente Técnico de la Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del sistema eléctrico de transporte masivo de Lima y Callao. Línea 1: Tramo Villa El Salvador-Avenida Grau

**Características químicas:**

**Cuadro 3.6: Características Químicas de los Anclajes.**

ITEM	DETALLE	UNIDAD	VALOR
	Cantidad Límite por cada pieza		
1	Si	%	2.3 a 2.8
2	Mg	%	0.03 a 0.06
3	P	%	Máx. 0.09

Fuente: Expediente Técnico de la Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del sistema eléctrico de transporte masivo de Lima y Callao. Línea 1: Tramo Villa El Salvador- Avenida Grau

**Microestructura:**

**Cuadro 3.7: Microestructura de los Anclajes**

ITEM	DETALLE	UNIDAD	VALOR
1	Grado de nodularización	%	Min. 85
2	Estructura Metalográfica Predominante		Perlítica-Ferrítica

Fuente: Expediente Técnico de la Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del sistema eléctrico de transporte masivo de Lima y Callao. Línea 1: Tramo Villa El Salvador- Avenida Grau

Los ensayos serán ejecutados en una muestra por cada colada.

**3.8.3. Anclajes modulados**

**Forma – Defectos Escondidos**

Las piezas no deben presentar defecto alguno que pueda perjudicar su empleo; serán limpiados esmeradamente de la arena y de todos los óxidos que se separan y de los chorros de colada de las tomas de aire y de los metales.

Los anclajes serán verificados para que cumplan las dimensiones y tolerancias.

**Cuadro 3.8: Tolerancia geométrica en las dimensiones de los anclajes.**

Tolerancia General	
Dimensiones (mm)	Tolerancia (mm)
0-25	±0,5
25-50	±1,0
>50	±1,5
Ángulos	±1°

Fuente: Expediente Técnico de la Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del sistema eléctrico de transporte masivo de Lima y Callao. Línea 1: Tramo Villa El Salvador- Avenida Grau

### **Ensayos al Producto Terminado**

El fabricante emitirá los certificados para su verificación y aprobación:

#### **Inspección Visual (Muestreo 1 muestra por colada)**

Dureza (Muestreo 1 por cada 5000 unidades producidas)

Ensayo de Tracción y porcentaje de alargamiento. (Muestreo 1 por cada 5000 unidades producidas)

Identificación

Cada pieza deberá tener marcada claramente y en bajo relieve "PANDROL 7518". además el nombre del Fabricante y el número de lote.

#### **Aceptación de los anclajes**

- Cada lote se considerará aceptado si las muestras cumplen las pruebas y es aprobado por la Supervisión de Obra.
- Para la aprobación de cada lote de anclajes, deberá presentarse a consideración de la Supervisión de Obra un informe técnico conteniendo los certificados de control de calidad emitidos por el fabricante con los resultados de todas las pruebas especificadas.

#### **Inspección Visual**

Los anclajes deben estar libres de defectos de deformación y de calidad, tales como quemaduras, agujeros, u otros defectos visibles. Los anclajes deben ser inspeccionados en lotes de 50.000 unidades. En caso de ser de 500 muestras tomadas al azar del lote y el lote será rechazado con 22 o más muestras no cumplen con los requisitos de las pruebas

#### **Irregularidades En La Superficie**

Los anclajes deben estar libres de grietas o fisuras detectadas por una prueba magnética u otro ensayo no-destructivo.

#### **3.8.4. Control de Calidad**

Para el control de calidad se solicita al proveedor los certificados de calidad de lo descrito en el Ítem 3.8.2.

#### **3.8.5. Logística**

Los anclajes tuvieron que ser comprados antes de la fabricación de los durmientes ya que para la fabricación de estos últimos son necesarios los clips, se compró en su

totalidad para BRR RAILPARTS, se compraron 4 por durmiente con un porcentaje de desperdicio del 5%.

### 3.9. SOLDADURA ELECTROFUSIÓN

Los trabajos de soldadura electro-fusión, de acuerdo con su misma naturaleza, son ejecutados en un tiempo corto, y requieren sumo cuidado para revisarlos y verificarlos tanto durante el mismo proceso como después de terminado, en el caso particular de soldadura de riel para vías férreas es importante establecer medidas que aseguren de antemano la buena calidad y eviten los problemas de detección de errores, sustitución de piezas y sobre todo el riesgo de usar soldadura defectuosa en la vía.

#### 3.9.1. Control de Calidad

Para el control de calidad de las soldaduras se solicitaba los certificados de calidad del material a los fabricantes.

Una vez efectuadas las soldaduras se procedía a identificarlas asignándoles un número de soldadura y en base a estos números se procedía a emitir los reportes de soldadura (Figura 3.14)



Figura 3.14: Identificación de las soldaduras.

#### 3.9.1.1. Inspección Visual

Para cumplir con la inspección visual se debe verificar lo siguiente:

La soldadura no debe mostrar un gran desplazamiento de los moldes tales como moldes desalineados o no ajustados adecuadamente. En el hongo del riel, el área que debe nivelarse no debe mostrar daño alguno (marcas de las cuchillas de corte, marcas accidentales de la esmeriladora, derrame de metal, muescas de martillo, etc.).

El área fundida no deberá mostrar defectos de superficie tales como los siguientes:

- Porosidad,
- Fisura de contracción,
- Inclusión de arena o corindón,
- Deformación con protuberancia, etc. Etc.

En caso de que no cumpla los requisitos mencionados la soldadura deberá ser reemplazada por una nueva.

### 3.9.1.2. Control Geométrico

Las tolerancias mostradas son llevadas a cabo con la ayuda de una regla biselada de aproximadamente 1 metro de largo, la cual deberá colocarse en la soldadura.

Las tolerancias del control geométrico son:

Tolerancia Horizontal:

Interior de la Vía  $\pm 0.5\text{mm}$ .

Exterior de la vía  $\leq 1.0\text{ mm}$ .

Tolerancia Vertical:

+0.2 mm (sobre el plano del rodaje)

-0.0 mm

### Revisión de Alineamiento Vertical (Figura 3.15)

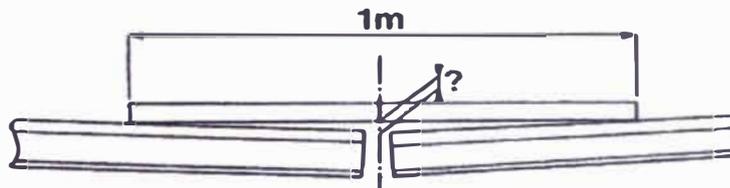


Figura 3.15: Tolerancia medida con una barra plana.

No se permite una cavidad y la tolerancia para una elevación, no debe exceder de +0.2 mm.

### Revisión de Alineamiento Horizontal

Con la regla colocada en el lado interno del hongo del riel, 2/3 abajo de la superficie de rodamiento, la alineación no deberá exceder:

En la figura 3.16, que la cala no sea mayor que Y; para  $Y = \pm 0.5\text{mm}$ .

En la figura 3.17, que la cala en el extremo de la regla no sea mayor que Z; para  $Z \leq 1.0\text{ mm}$ .

Y y Z son valores especificados para los ferrocarriles y deben ser compatibles con la tensión normal esperada sobre un riel soldado, así como compatible con las capacidades de los soldadores.

Si se exceden estos valores, debe rechazarse la soldadura.



Figura 3.16: Alineamiento Geométrico de las soldaduras

También debe revisarse la longitud del área de esmerilado.

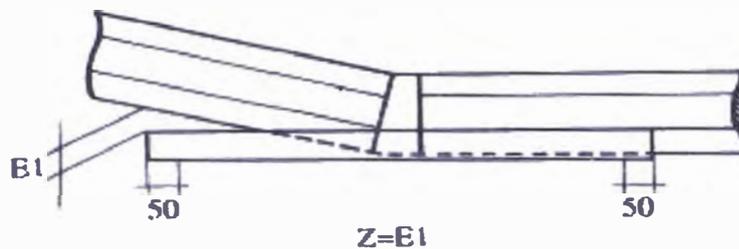


Figura 3.17 Alineamiento de la soldadura de los rieles.

### 3.9.1.3. Inspección Por Ultrasonido

La inspección por ultrasonido se realiza con un equipo apropiado y calibrado para la verificación de la integridad de la junta soldada.

Establecimiento del procedimiento de inspección:

Un nivel II calificado ASNT-TC-1A en ultrasonido, realiza el procedimiento de inspección de las soldaduras en rieles.

Puntos importantes de la inspección por ultrasonido:

Capacidad de dimensionar con precisión, y monitorear discontinuidades

Rapidez y detección de defectos, y es la técnica de uso general con mayor precisión para la determinación del tamaño.

No hay presencia de radiaciones ionizantes.

Determinación muy precisa del tamaño de los defectos ( $\pm 0,5 - 1,0$  mm).

Almacenamiento digital de los datos (evaluación posterior/alta reproducibilidad).

Alta velocidad de inspección.

Realización de la inspección:

Previa calificación del procedimiento de inspección, se inicia el proceso de detección de discontinuidades en las soldaduras, el equipo utilizado para este proceso debe ser estrictamente calibrado siguiendo los requerimientos de calibración estipulados en la normativa.

Evaluación de resultados:

Los resultados se evaluarán según los criterios de aceptación y rechazo establecidos por la norma AREMA, Sección 3.14, Ítem 3.14.3.1. (Ver Anexo 08) que establece que la junta soldada debe ser aceptada si ésta no refleja en la superficie defectos mayores que 1/8". La inspección se realiza en el 100% de las soldaduras

Equipos:

Sensores y escáner de inspección

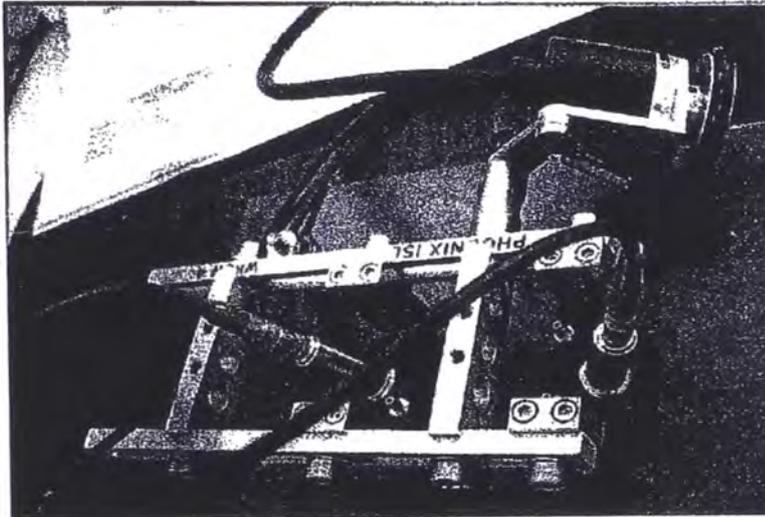


Figura 3.18: Sensores y escáner de Inspección

Registro de inspección

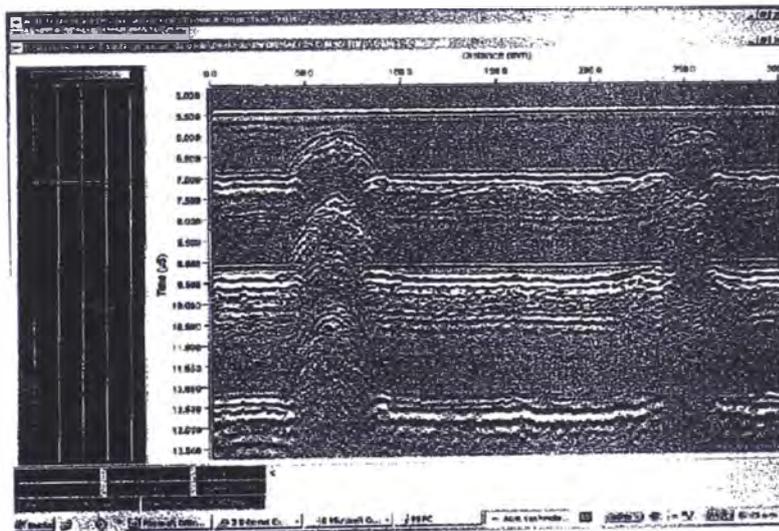


Figura 3.19: Registros de Inspección

#### **3.9.1.4. Inspección Por Dureza**

El ensayo de dureza mediante el uso de durómetro portátil permite evaluar los cambios micro estructurales que puede haber sufrido un material debido a la acción de alta temperatura. La inspección se realiza en el 100 % de las soldaduras.

El ensayo de dureza es un procedimiento de ensayo no destructivo que permite medir la dureza superficial "in situ".

Este método permite evaluar automáticamente con un registrador electrónico la energía de rebote absorbida al realizar el lanzamiento guiado de una esfera de acero de masa conocida sobre la superficie a medir.

**Inspeccionabilidad:**

Las condiciones mínimas que se tomarán en cuenta para inspeccionar las piezas por el ensayo de dureza son básicamente la forma geométrica, el acabado superficial, la estructura metalúrgica, el historial de la pieza y las marcas de referencia.

**Realización de la inspección:**

Se procederá a la ejecución del ensayo tomando en consideración las recomendaciones especificadas en los manuales de cada equipo específico en lo referente a los materiales, tomando en cuenta las formas físicas como tuberías, planchas, barras, piezas fundidas y en los lugares especificados previamente. El equipo utilizado para este proceso debe ser estrictamente calibrado siguiendo los requerimientos de la calibración estipulados en la normativa.

**Evaluación de resultados:**

Los resultados se evaluarán según los criterios de aceptación y rechazo establecidos por la norma AREMA, Sección 3.14, Ítem 3.14.3.3 (Ver Anexo 08)., según la cual la dureza del metal de soldadura debe alcanzar el valor de  $\pm 30$  puntos de dureza BHN de la dureza especificada en el kit de soldadura que será usada. La dureza final debe alcanzar un valor entre 341 y 401 BHN de acuerdo al ítem 2.1.17 del "AREMA Manual for Railway Engineering" (Ver Anexo 09).

#### **3.9.2. Logística**

El camión soldador fue alquilado por un periodo de 1 año y medio para realizar las soldaduras, también se tenía que tener en cuenta la compra de las mantas ignífugas de soldar que son importantes en tema de seguridad.

### **3.10. SOLDADURA ALUMINOTÉRMICA**

La Soldadura Aluminotérmica se usa para soldar los rieles cada 216m. y durante este proceso se efectúa en conjunto el alivio de tensiones.

### 3.10.1. Componentes

El equipo de Soldadura Aluminotérmica está compuesto de los siguientes componentes: Boquilla Automática, suplemento, soporte crisol, tapa, funda crisol, calentador, tapón, material de soldadura, cubeta, placas laterales, placa de fondo y el material de ignición. (Figura 3.20)

En las figuras 3.21, 3.22, 3.23, 3.24, 3.25, 3.26 y 3.27 se observa la secuencia de soldadura Aluminotérmica.

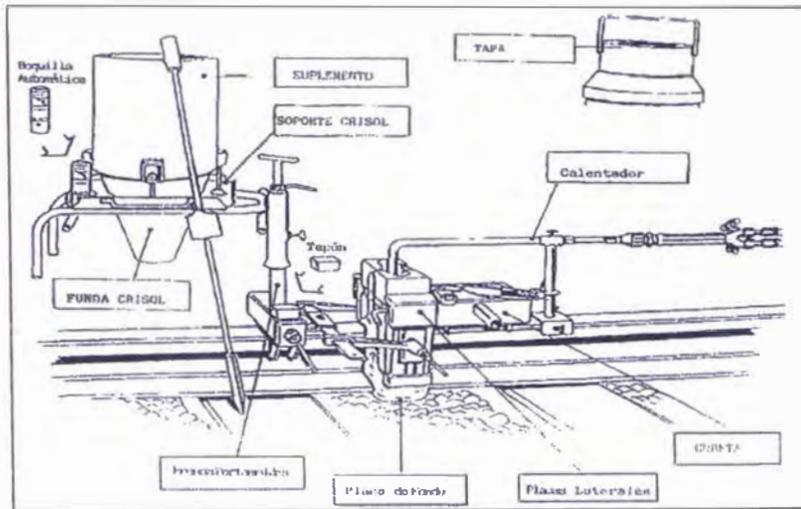


Figura 3.20: Equipo de soldadura Aluminotérmica.



Figura 3.21: Alineamiento de los rieles en la Soldadura Aluminotérmica



**Figura 3.22: Pre calentamiento del molde de la Soldadura Aluminotérmica**



**Figura 3.23: Pre calentamiento del Crisol**



**Figura 3.24: Fundición del material de Ignición**



**Figura 3.25: Eliminación de las Rebabas de la Soldadura**



**Figura 3.26: Rebarbadora Hidráulica en la Soldadura Aluminotérmica**



**Figura 3.27: Esmerilado de Rieles**

### 3.10.2. Control de Calidad

El Control de Calidad es igual al Control de Calidad de la Soldadura Electrofundición mostrado en el Ítem 3.9.2

### 3.10.3. Logística

Para poder dar continuidad en los trabajos de soldadura se debe tener el equipamiento de soldadura, los moldes que son desechables, la pasta fusil y las mechas de ignición.

Para el proyecto el proveedor de las soldaduras fue RailTech con sucursal en México, el tiempo de entrega duraba aproximadamente 45 días desde la orden de compra, para realizar las inspecciones de ultrasonido y dureza se contrató a Qualitest quienes emitían sus reportes de soldadura.

## 3.11. BATEADORA

La bateadora de Balasto (Figura 3.28) es la máquina que realizó la nivelación de la Vía Férrea, realizó el alineamiento vertical y horizontal para los tramos en tangente y tramos en curva.



Figura 3.28: Bateadora de Balasto.

Las tolerancias geométricas en la nivelación de la Vía fueron las siguientes:

### 3.11.1. Características

Las características de la Bateadora de Balasto fueron las siguientes.

Máquina	Bateadora de Balasto
Fabricante	HTT/Tamper
Modelo	Mark IV
Nº de Serie	7102798
Longitud básica de la máquina	12.07m (39.6 pies)
Longitud (con la proyección del carro de control)	14.02m (46 pies)
Ancho	3.18m (10 pies y 5 pulgadas)
Altura	3.18m (10 pies y 5 pulgadas)
Peso	Aprox. 29483 Kg (65000 Lbs)
Máxima velocidad de viaje	48.2 Km/h
Sistema de Control computarizado	Jupiter 2000
Motor	Tier 3 Cummins 6CTA 8.3 Turbo
Potencia del Motor	250 Hp
Combustible	Diesel
Año de fabricación	2008

### 3.12. LOCOMOTORA

La locomotora (Figura 3.29) era el material rodante que se usaba para trasladar a los vagones Hooper y a las plataformas ferroviarias, esta locomotora fue comprada a la empresa Track Mobile



Figura 3.29: Locomotora Titán

### 3.12.1. Características de la Locomotora Titán

Equipo	Locomotora Titán
Marca	Track Mobile
Modelo	Titán
Nº de Serie	98802-0310-18C5A
<b>LONGITUDES EN CAMINO</b>	
Longitud	4948 mm
Ancho	3124 mm
Altura	3983 mm
Distancia entre eje de ruedas (Wheel Base)	2096 mm
<b>LONGITUDES EN RIEL</b>	
Longitud	4948 mm
Ancho	3124 mm
Altura	3703 mm
Distancia entre eje de ruedas (Wheel Base)	3792 mm
Distancia entre ejes de riel (Rail Wheel)	686 mm
Peso	23065 Kg (50850 Lb)
Motor	Cummins Electronic QSB6.7 Turbocharged. 6 Cylinder 4 Cycle EPA Tier III
Potencia	260 BHP (194 kW) @ 2500 rpm

### 3.13. PLATAFORMAS FERROVIARIAS

Las plataformas ferroviarias (Figura 3.30) fueron alquiladas para transportar los equipos ferroviarios como son la esmeriladora, insumos aluminotérmicos y todo tipo de insumos ferroviarios.



Figura 3.30: Plataforma ferroviaria usada en el montaje de la Vía Férrea.

### 3.13.1. Características

Las características de la Plataforma Ferroviaria fueron las siguientes.

Máquina	Bateadora de Balasto
Fabricante	HTT/Tamper
Modelo	Mark IV
Nº de Serie	7102798
Longitud básica de la máquina	12.07m (39.6 pies)
Longitud (con la proyección del carro de control)	14.02m (46 pies)
Ancho	3.18m (10 pies y 5 pulgadas)
Altura	3.18m (10 pies y 5 pulgadas)
Peso	Aprox. 29483 Kg (65000 Lbs)
Máxima velocidad de viaje	48.2 Km/h
Sistema de Control computarizado	Jupiter 2000
Motor	Tier 3 Cummins 6CTA 8.3 Turbo
Potencia del Motor	250 Hp
Combustible	Diesel
Año de fabricación	2008

### 3.14. VAGONES HOOPER

Los vagones Hooper fueron alquilados al Ferrocarril Central Andino, se alquilaron para realizar la complementación del Balasto



Figura 3.31: Vagones Hooper usados en el transporte de Balasto.

#### 3.14.1. Características

Las características de los vagones Hooper fueron las siguientes:

CLASE	: 5700
FABRICANTE	: WAGÓN T.
AÑO	: 1959
CAPACIDAD	: 40 Ton
TARA PROMEDIO	: 12500 Kg
COLOR	: GRIS
BASTIDOR	: ACERO
TRUQUE	: FUNDIDOS
COJINETES	: RODAMIENTOS TIMKEN
ENGANCHES	: ALLIANCE N°2 7"X5"
FRENO DE AIRE	: ABEL y KD-1

## CAPÍTULO IV: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA VÍA FÉRREA CON BALASTO EN EL TREN ELÉCTRICO DE LIMA TRAMO PUENTE ATOCONGO – AVENIDA GRAU

### 4.1. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA VÍA FÉRREA CON BALASTO EN EL TREN ELÉCTRICO DE LIMA TRAMO PUENTE ATOCONGO – AVENIDA GRAU

A continuación se detalla el procedimiento efectuado para construir la Vía Férrea en Balasto.

#### 4.1.1. Colocación De La Manta

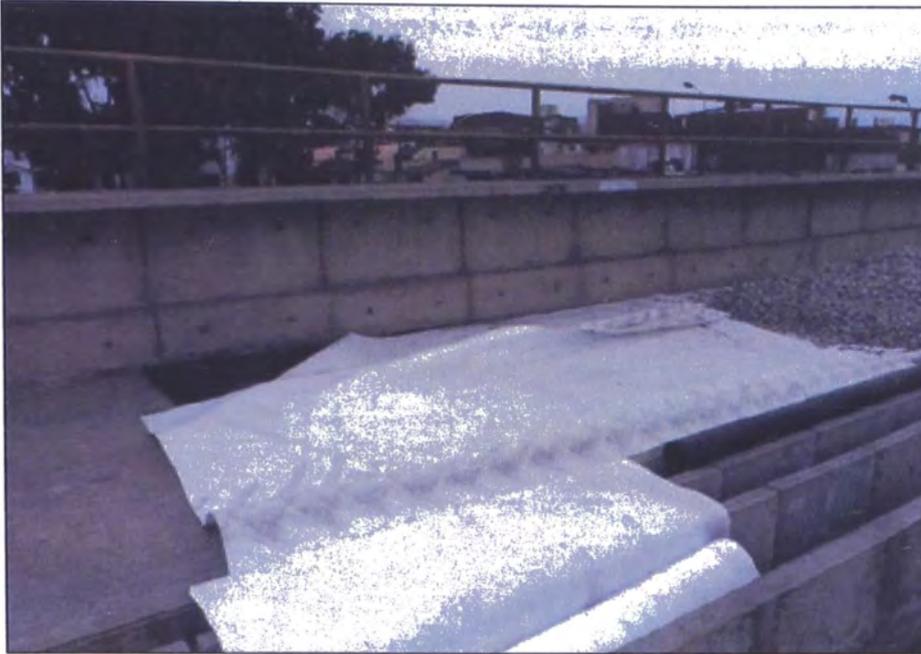
El primer paso para construir la Vía Férrea consiste en colocar la manta de caucho protectora y el geotextil encima de la losa del viaducto, la colocación de la manta debe ser seguida inmediatamente por la instalación del Balasto ya que los rayos UV pueden afectar el desempeño de la manta.

Las mantas son instaladas directamente sobre la sub-base del balasto, la cual deberá estar regularizada y libre de toda contaminación o irregularidades.

Después de instalar la manta (Figura 4.1), el geotextil se desenrolla sobre la manta elástica (Figura 4.2). El 2º rollo de geotextil se desenrolla al lado del primero, con un traslape aproximadamente unos 100mm.



Figura 4.1: Se muestra la colocación la manta de caucho.



**Figura 4.2: Colocación del Geotextil.**

#### **4.1.2. Pre Lanzamiento Del Balasto**

Después de instalar la manta de Balasto se procede a instalar la primera capa de Balasto, para eso se utiliza una Faja Transportadora (Figura 4.3) que transporta el Balasto desde el nivel de la Vía Urbana hacia la Losa Superior del Viaducto.



**Figura 4.3: Dumper recibiendo el Balasto.**

Una vez se tiene el Balasto en los Dumpers (Figura 4.4), estos proceden a esparcir el Balasto encima de la Manta Protectora de Balasto. Después se procede a compactar el Balasto con un rodillo Liso (Figura 4.5).



**Figura 4.4: Dumper esparciendo el Balasto**



**Figura 4.5: Rodillo Liso compactando el Balasto.**

#### **4.1.3. Colocación de Durmientes sobre el Balasto**

Una vez se tenga instalada la primera capa de Balasto se procede a instalar los durmientes de Concreto.

Los durmientes de Concreto llegaban en camiones plataforma y eran descargados al nivel de la Vía Urbana en tacos de madera (Figura 4.6).

Para el izaje de los durmientes de concreto, en un inicio se instalaba los durmientes usando una grúa equipada estructura metálica (Figura 4.7) que tomaba 24 durmientes a la vez espaciados cada 65cm conforme y los izaba desde el nivel de la Vía Urbana hacia la Losa del Viaducto.



**Figura 4.6: Descarga de los durmientes de Concreto.**

Después de estar ejecutando el izaje de durmientes se observó que este procedimiento podía ser mejorado ya que se tomaba mucho tiempo en descargar los durmientes del plataforma hacia el nivel de la Vía Urbana y luego izarlos al viaducto, por lo cual se tomó la idea de izarlos desde los camiones plataforma hacia el viaducto y reemplazar la estructura metálica por eslingas ya que se demoraba más fijando los durmientes a la estructura metálica y quitando las fijaciones en la losa del viaducto.

Debido a esto se sugirió izarlos con eslingas desde el camión plataforma hacia la losa del viaducto (Figura 4.9).



**Figura 4.7:** Izamiento de los durmientes hacia la losa del viaducto.

Luego el personal obrero se encarga de alinear finalmente los durmientes de concreto (Figura 4.8).



**Figura 4.8:** Alineamiento de los durmientes de concreto



**Figura 4.9: Izaje de los durmientes con eslingas.**

#### **4.1.4. Instalación de Rieles sobre los Durmientes**

Después de instalar los durmientes se procede a instalar los rieles sobre los durmientes de concreto.

Estos fueron izados en un primer momento con una estructura metálica desde el Inicio de la Vía Urbana hacia la Losa del Viaducto (Figura 4.10).



**Figura 4.10: Izaje de Rieles con la Estructura Metálica**

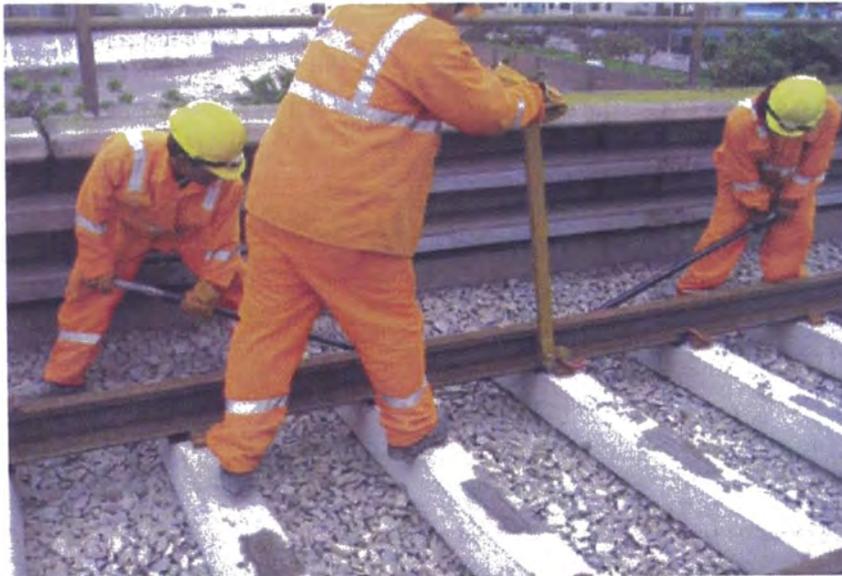
Después se mejoró el proceso usando eslingas para el izaje. (Figura 4.11)



**Figura 4.11: Izaje de Rieles con eslingas**

#### **4.1.5. Fijación Parcial de Rieles sobre los Durmientes**

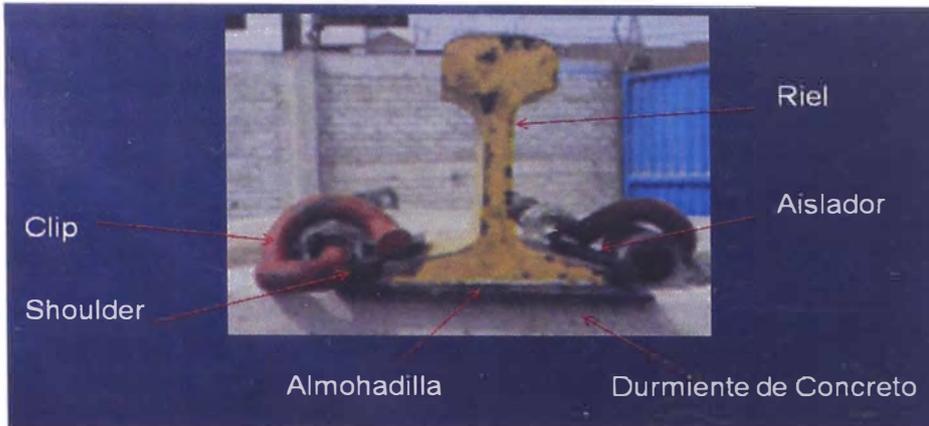
Una vez se instalen los rieles, se procede a fijar los rieles parcialmente (Figura 4.12), es decir en una fijación que requiere dos clips, dos aisladores y 1 almohadilla solo se utilizan un aislador, un clip y 1 almohadilla, esto se debe a que más adelante se procederá a realizar el alivio de tensiones y se deberá retirar toda la fijación. Es por ello que no se requiere colocarlas al 100%



**Figura 4.12: Fijación parcial de los rieles.**

Así mismo los rieles deben estar unidos para tener continuidad en la Vía, en un primer momento se unió mediante eclisas

En la Figura 4.13 podemos observar los componentes de una fijación



**Figura 4.13: Componentes de un sistema de Fijación Pandrol**

#### 4.1.6. Unión de Rieles

Después de fijar parcialmente los rieles al durmiente se procede a unir los rieles temporalmente los rieles con eclisas (Figura 4.14), después de esta unión se procedía a soldar los rieles con soldadura electrofusión, pero se observó que se hacía un retrabajo en colocar y luego retirar las eclisas, por lo cual se procedió a soldar directamente los rieles inmediatamente después de instalar los rieles sobre los durmientes.



**Figura 4.14: Unión de Rieles con Eclisas**

#### 4.1.7. Soldadura Electrofundición de Rieles

Como se mencionó en ítem 4.1.6 se mejoró el proceso y en vez de instalar las eclisas para después retirarlas se procedió a realizar las soldaduras electrofundición directamente.

La soldadura electrofundición (Flash Butt o soldadura eléctrica por caldeoamiento) es un método innovador para el Perú ya que la soldadura electrofundición tiene un rendimiento de 40 juntas por día (20 por la mañana y 20 por la noche) y tiene un mejor acabado que la soldadura aluminotérmica.

La soldadura electrofundición es a cada 18m (Debido a que los rieles eran de 18m.), con esta soldadura se arman barras de 216m para que finalmente estas se unan a través de soldaduras aluminotérmica.

Esta soldadura se realiza con apoyo del camión soldador (Figura 4.15) que emite sus reportes de soldadura, con los números de reportes se realiza la trazabilidad de durmientes



**Figura 4.15: Camión soldador utilizado para la soldadura electrofundición.**

#### 4.1.8. Complementación de Balasto

Después de soldar los rieles con soldadura electrofusión y unir los extremos de las barras temporalmente con eclisas se procede a realizar la complementación de Balasto y corrección geométrica simultáneamente.

El Balasto se subió a través de la Faja Transportadora y esta descargaba directamente en los vagones Hooper, estos se encargaban de esparcir el Balasto a través de la Vía para complementar el Balasto al ras del durmiente.



Figura 4.16: Vagones Hooper que complementan el Balasto.

#### 4.1.9. Corrección Geométrica

Una vez que se realizó la complementación del Balasto con los vagones hooper, la bateadora procede a pasar por la zona compactada con Balasto y procede a compactar el Balasto, dar los peraltes a las curvas y nivelación Geométrica de la Vía (Nivelación Horizontal y Vertical) (Figura 4.17), este procedimiento se repite varias veces hasta que la Vía llegue a las cotas definidas en el proyecto.

Durante este proceso se debe tener mucho cuidado de no elevar por encima de los niveles del proyecto, ya que si nos pasamos por encima la bateadora ya no puede bajar las cotas de los rieles. Si sucede esto entonces se tiene que bajar el nivel de la cota del proyecto usando gatas. Este proceso puede ser muy perjudicial ya que toma más tiempo nivelarlo de este modo.



**Figura 4.17: Nivelación geométrica de la Vía Férrea**

#### **4.1.10. Soldadura Aluminotérmica de Rieles**

Cuando se tenga la Corrección Geométrica de los rieles al 90% se procede a realizar la soldadura aluminotérmica de los rieles, esta soldadura reemplaza a las eclisas previamente instaladas entre las barras de 216m soldadas con el camión soldador.

La soldadura aluminotérmica se realiza simultáneamente con el alivio de tensiones. El alivio tensiones es un proceso en el que se sacan todas las fijaciones de las barras soldadas y con un martillo de goma se procede a golpear los rieles para poder liberar todas las tensiones presentes. Luego se nivela los rieles y se realiza la soldadura aluminotérmica (Figura 4.18), se esmerila los rieles (Figura 4.19) para que no quede rebabas de soldadura y se fija los rieles al 100%.



**Figura 4.18: Soldadura aluminotérmica de los rieles.**



**Figura 4.19: Esmerilado de los rieles**

#### **4.1.11. Nivelación Final de la Vía Férrea**

Después de realizar la Soldadura Aluminotérmica y Alivio de Tensiones de los rieles se procede a nivelar a un 100% la Vía Férrea y retirar el balasto excedente de la Vía Férrea (Figura 4.20).



**Figura 4.20 Nivelación Final de la Vía Férrea**

## CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. CONCLUSIONES

- La Vía con Placa tiene un mejor comportamiento que la Vía con Balasto ya que requiere menos mantenimiento que esta última.
- El Geotextil y la manta elástica pueden ser diseñados de acuerdo al ancho del viaducto con lo cual se evita traslapes innecesarios.
- Existen 3 parámetros que determinan el rechazo o aceptación de las Soldaduras: Tolerancia Geométrica, Ensayo de dureza y Ensayo de Ultrasonido, de estos el que se debe realizar primero es la tolerancia geométrica ya que si está sale rechazada permite ahorrar los costos de los ensayos de Ultrasonido y Dureza.
- La Bateadora y las cuadrillas topográficas deben trabajar en constante comunicación debido a que sin esta la Bateadora se demorará demasiado en conseguir la Nivelación y Alineamiento geométrico de la Vía Férrea.

### OBSERVACIONES

- El Balasto tiene mayor riesgo a ser rechazado cuando este se reciba en los horarios nocturnos ya que es probable de que no se realice un buen lavado por la visibilidad.
- Las eclisas solo deberían colocarse en las juntas donde se realice la soldadura Aluminotérmica ya que si se coloca en las juntas donde van la Soldadura Electrofundición ocasionarían un retrabajo continuo en el montaje y desmontaje de estas.
- Cuando se realice los trabajos de soldadura, se debe tener en cuenta que el orden de liberación para las soldaduras debe empezar con el control geométrico y luego los ensayos de ultrasonido y dureza.
- Ya que solo se pueden realizar soldaduras aluminotérmicas cuando la temperatura del riel este en el orden de  $28 \pm 5^\circ$ , fuera de este rango no se debe realizar las soldaduras por lo cual se debe considerar en la programación de trabajos las estaciones del año ya que en épocas de verano este factor disminuye el rendimiento de los trabajos de soldaduras.

## 5.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda fabricar las dimensiones de la manta de acuerdo al ancho de vía en el viaducto para evitar traslapes innecesarios que conllevan a un mayor costo durante la construcción.
- El Balasto debe recepcionarse durante el día ya que si se recepciona de noche existe la posibilidad de que no esté bien lavado y por ende produciendo retrasos de los trabajos.
- El izaje de durmientes y rieles con eslingas es más efectivo que el izaje con estructuras metálicas ya que el hecho de fijar los durmientes y rieles a la estructura demora más que el colocar las eslingas.
- Debido a que la Norma AREMA admite hasta barras de 240m con soldadura electrofusión, se recomienda solicitar rieles de 24m y soldar 10 barras para poder aprovechar al máximo las soldaduras electrofusión y así reducir la cantidad de soldaduras aluminotérmicas.
- La soldadura Electrofusión es mucho más recomendable que la Soldadura Aluminotérmica ya que esta la supera por tener un mejor acabado superficial, menor esmerilación, más soldaduras al día por cuadrilla, más económica para mayor cantidad de soldaduras ya que está se abarata con el camión soldador.
- Se recomienda tomar en cuenta la temperatura del ambiente ya que depende de esta los rendimientos en los trabajos de Soldadura Aluminotérmica
- Se recomienda tener una cuadrilla completa de Topografía a disposición completa del operador de la Bateadora a fin de no realizar retrabajos en la nivelación de la Vía Férrea ya que sin la debida coordinación tardará mucho la nivelación.
- Se debe realizar el acabo final de la Vía Férrea solo cuando la Bateadora haya nivelado la Vía Férrea definitivamente y esta haya sido aprobada.

## BIBLIOGRAFÍA

- ALIAS JEAN, LA VÍA DEL FERROCARRIL, ED. BELISCO, MADRID-ESPAÑA, 1990.
- AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE-OF-WAY ASSOCIATION (AREMA), MANUAL FOR RAILWAY ENGINEERING, 2009.
- DECRETO SUPREMO QUE APRUEBA EL REGLAMENTO NACIONAL DEL SISTEMA ELÉCTRICO DE TRANSPORTE DE PASAJEROS EN VÍAS FÉRREAS QUE FORMEN PARTE DEL SISTEMA FERROVIARIO NACIONAL (DS-039-2010-MTC), MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES, 2010.
- HAMILTON ELLIS C., HISTORIA DE LOS TRENES, EDICIONES R. TORRES, BARCELONA-ESPAÑA, 1981.
- LLOP GUTIERREZ RAMIRO MARTINEZ, ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS – UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID, MADRID, 2008.
- MELIS MAYNAR MANUEL, FERROCARRILES METROPOLITANOS, TRANVÍAS, METROS LIGEROS Y METROS CONVENCIONALES. EDITORIAL PISCEGRAF, S.L., 2DA EDICIÓN, MADRID-ESPAÑA, 2004.
- METROS Y METRÓPOLIS, FEBRÉS XAVIER, TMB, BARCELONA-ESPAÑA, 1990.
- OLIVEROS RIVES FERNANDO, TRATADO DE FERROCARRILES I. EDITORIAL RUEDA S.L., 1RA EDICIÓN, MADRID-ESPAÑA, 1977.

## **ANEXOS**

### RELACIÓN DE ANEXOS

ANEXO N°1: NOTAS DE CÁLCULO – DURMIENTE DE CONCRETO PRETENSADO

ANEXO N°2: VALORES LÍMITES EN LOS ENSAYOS DE BALASTO

ANEXO N°3: MUESTREO Y PRUEBAS EN EL BALASTO

ANEXO N°4: REQUISITOS DEL CONCRETO SEGÚN LA NORMA AREMA

ANEXO N°5: REQUISITOS DE LOS AGREGADOS SEGÚN LA NORMA AREMA

ANEXO N°6: REQUISITOS DEL ACERO SEGÚN LA NORMA AREMA

ANEXO N°7: TOLERANCIAS DIMENSIONALES DE LOS RIELES SEGÚN LA NORMA AREMA

ANEXO N°8: REQUISITOS DE ACEPTACIÓN DE LAS SOLDADURAS SEGÚN LA NORMA AREMA

ANEXO N°9: REQUISITOS SUPLEMENTARIOS DE LAS SOLDADURAS SEGÚN LA NORMA AREMA

**ANEXO N°1: NOTAS DE CÁLCULO – DURMIENTE DE CONCRETO  
PRETENSADO**

## **NOMENCLATURA UTILIZADA:**

$p_p$ : Cuantía del refuerzo en tracción.

$\gamma_p$ : Parámetro que depende de la relación  $f_{py}/f_{pu}$ .

$\beta_1$ : Parámetro que depende de la resistencia en compresión del concreto.

B: Momento positivo de flexión sin mayorar al centro del apoyo del riel [kN.m].

$E_{ci}$ : Módulo de Elasticidad del concreto en etapa inicial (transferencia) [MPa].

$E_c$ : Módulo de Elasticidad del concreto en etapa estable (28 días) [MPa].

$E_{ps}$ : Módulo de Elasticidad del acero de presfuerzo [MPa].

$F_i$ : Fuerza inicial en el acero de presfuerzo al momento de la transferencia [kN].

$F_e$ : Fuerza estable en el acero de presfuerzo [kN].

$f_{ps}$ : Esfuerzo en el acero de presfuerzo a la resistencia nominal [MPa].

$f_{pu}$ : Resistencia especificada a la tracción del acero de presfuerzo [MPa].

$f_{py}$ : Resistencia especificada a la fluencia del acero de presfuerzo [MPa].

$f_t$ : Esfuerzo en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción precomprimada, calculado para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta [MPa].

### **A) DATOS GENERALES:**

- Según los criterios de diseño de CTEL en el informe "Cargas de Teste Tren Eléctrico de Lima" para el diseño del durmiente (servicio y rotura) se considerarán los mayores momentos obtenidos de los dos estados de carga siguientes:
  - Locomotora con carga por eje de 17 Ton., velocidad de 60 km/h. y tonelaje de 14 MM.
  - Carros con pasajeros con carga de 11.6 Ton., velocidad de 80 km/h. y tonelaje anual de 38.6 MM.
- Para el análisis estructural hemos seguido la metodología del AREMA – American Railway Engineering and Maintenance of Way Association – 2009.
- Para el diseño del durmiente hemos seguido la metodología de "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural – ACI 318 - 08".
- Para el cálculo de las pérdidas de relajación del acero se ha considerado:
  - Alambres grado 250 de baja relajación ( $K_{RE} = 31.9$  MPa,  $J = 0.037$ )\*
  - $f_{pu} = 1782$  MPa (de información del fabricante).
  - $E_{ps} = 198299$  MPa (de información del fabricante. En el anexo "A" se puede observar los gráficos de información del fabricante de los cables. Para el cálculo del Módulo de Elasticidad ( $E_{ps}$ ) hemos considerado el promedio de los 3 valores presentados en los gráficos).
  - Área/alambre =  $8 \text{ mm}^2$  (de información del fabricante)

\*Fuente: "PRESTRESSED CONCRETE" – Edward G. Nawy

- Resistencias características del concreto:
  - Compresión:
    - $f'_{ci} = 24$  MPa (en etapa inicial)
    - $f'_c = 49$  MPa (en etapa estable)
- Límites de esfuerzos de compresión por flexión en el concreto:
  - Según el ítem 18.4.1 del ACI 318 – 08: El esfuerzo en la fibra extrema en compresión, antes de las pérdidas de preesforzado, no debe exceder  $0.60 f'_{ci} = 14.4$  MPa.
  - Según el ítem 18.4.2 del ACI 318 – 08: El esfuerzo en la fibra extrema en compresión debido al preesforzado y a las cargas permanentes en el tiempo, después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado, no debe exceder  $0.45 f'_c = 22.05$  MPa.
- Límites de esfuerzos de tracción por flexión en el concreto:
  - Según el ítem 18.3.3 del ACI 318 – 08, para elementos clase U: El esfuerzo en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción precomprimida, calculado para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta ( $f_t$ ) no debe exceder  $0.62 (f'_c)^{1/2} = 4.4$  MPa (en etapa estable).

Sin embargo, conservadoramente, se limitará dicho esfuerzo ( $f_t$ ) a un valor máximo de  $0.50 (f'_c)^{1/2} = 3.65$  MPa.
- La temperatura media anual para la ciudad de Lima es 18°C según SENAMHI.
- La humedad relativa promedio es de 70% durante el verano, y entre 80% y 90% en las demás estaciones del año según SENAMHI.
- Las dimensiones de la sección en el apoyo del riel son:
  - Altura = 165 mm.
  - Base inferior = 210 mm.
  - Base superior = 153.5 mm.

Las dimensiones de la sección en el centro del durmiente son:

- Altura = 143 mm.
- Base inferior = 210 mm.
- Base superior = 162.3 mm.

## B.1) ANÁLISIS - CONDICIONES INICIALES

### 1. Características de la vía

Capacidad eje máximo	17	ton	(166.8 kN)
Velocidad	80	km/h	
Distancia entre durmientes	650	mm	
Rieles	115RE/100RE/75ASCE		
Longitud total	2518	mm	
Trocha	1435	mm	
Ancho durmiente	210	mm	

### 2. Cálculo de factores

#### Factor de tonelaje

ejes/min	8	(4 ejes/coche, 6 coches/tren cada 3min.)
carga/eje	11.6	ton (113.8 kN)
horas de trabajo por día	19	horas
días de trabajo por año	365	días
Toneladas/año	38,614,080	
Toneladas/año	42,552,716	(unidades USA)
T= Factor de tonelaje	0.86	Figura 30-4-4 Tonnage and speed factors

#### Factor de velocidad

velocidad	80 km/h	
V= Factor de velocidad	0.85	Figura 30-4-4 Tonnage and speed factors

#### Factor de distribución

	0.53	Figura 30-4-1 Estimated Distribution of Loads
--	------	-----------------------------------------------

#### Factor de impacto

	200	%	4.1.2.4 Impact Factors
--	-----	---	------------------------

### 3. Cálculo de Momentos en el durmiente

Carga por eje (AREMA)	347	kN
Comentarios 2002 (C - Section 4.4 Flexural Strength of Prestressed Monoblock Ties - Rail Seat Load)		
factor de escala	0.48	(17 Ton * 9.81 / 347 kN)

Cálculo de B	B=	32.62	kN-m	(con 347kN)
	B=	15.68	kN-m	(Escalado)

Tie length (mm)	B (kN-m)
2440	29.5
2590	35.5
2518	32.62

Cálculo de M	M= BxVxT	4.4.1.2 Factored Design Flexural Values
	M=	11.75 kN-m
		M (+) apoyo riel

	M(-) apoyo riel	M(-) centro	M(+) centro
2440	0.64	0.92	0.56
2590	0.53	0.67	0.47
2518	0.6828	0.79	0.5132
Momentos kN-m	6.85	9.29	6.03

### 4. Presión en el Balasto

Presión máxima AREMA	0.586 Mpa	4.1.2.5.1
Carga máxima por rueda	83.385 kN	
Area	528780 mm <sup>2</sup>	
Presión promedio	0.501 Mpa	ok

## B.2) ANÁLISIS - LOCOMOTORA DE SERVICIO

### 1. Características de la vía

Capacidad eje máximo	17	ton	(166.8 kN)
Velocidad	60	km/h	
Distancia entre durmientes	650	mm	
Rieles	115RE/100RE/75ASCE		
Longitud total	2518	mm	
Trocha	1435	mm	
Ancho durmiente	210	mm	

### 2. Cálculo de factores

#### Factor de tonelaje

ejes/min	2		
carga/eje	17	ton	(166.8 kN)
horas de trabajo por día	19	horas	
días de trabajo por año	365	días	
Toneladas/año	14,147,400		
Toneladas/año	15,590,435	(unidades USA)	
T= Factor de tonelaje	0.70		Figura 30-4-4 Tonnage and speed factors

#### Factor de velocidad

velocidad	60	km/h	
V= Factor de velocidad	0.79		Figura 30-4-4 Tonnage and speed factors

#### Factor de distribución

	0.53	Figura 30-4-1 Estimated Distribution of Loads
--	------	-----------------------------------------------

#### Factor de impacto

	200	%	4.1.2.4 Impact Factors
--	-----	---	------------------------

### 3. Cálculo de Momentos en el durmiente

Carga por eje (AREMA)	347	kN
Comentarios 2002 (C - Section 4.4 Flexural Strength of Prestressed Monoblock Ties - Rail Seat Load )		
factor de escala	0.48	(17 Ton * 9.81 / 347 kN)

Cálculo de B	B=	32.62	kN-m	(con 347kN)
	B=	15.68	kN-m	(Escalado)

Tie length (mm)	B (kN-m)
2440	29.5
2590	35.5
2518	32.62

Cálculo de M	M= BxVxT	4.4.1.2 Factored Design Flexural Values
	M=	8.67 kN-m
		M (+) apoyo riel

	M(-) apoyo riel	M(-) centro	M(+) centro
2440	0.64	0.92	0.56
2590	0.53	0.67	0.47
2518	0.5828	0.79	0.5132
Momentos kN-m	5.05	6.85	4.45

### 4. Presión en el Balasto

Presión máxima AREMA	0.586	Mpa	4.1.2.5.1
Carga máxima por rueda	83.385	kN	
Area	528780	mm <sup>2</sup>	
Presión promedio	0.501	Mpa	ok

### B.3) ANÁLISIS - CARROS CON PASAJEROS

#### 1. Características de la vía

Capacidad eje máximo	11.6	ton	(113.8kN)
Velocidad	80	km/h	
Distancia entre durmientes	650	mm	
Rieles	115RE/100RE/75ASCE		
Longitud total	2518	mm	
Trocha	1435	mm	
Ancho durmiente	210	mm	

#### 2. Cálculo de factores

##### Factor de tonelaje

ejes/min	8	(4 ejes/coche, 6 coches/tren cada 3min.)
carga/eje	11.6	ton (113.8 kN)
horas de trabajo por día	19	horas
días de trabajo por año	365	días
Toneladas/año	38,614,080	
Toneladas/año	42,552,716	(unidades USA)
T= Factor de tonelaje	0.88	Figura 30-4-4 Tonnage and speed factors

##### Factor de velocidad

velocidad	80 km/h	
V= Factor de velocidad	0.85	Figura 30-4-4 Tonnage and speed factors

##### Factor de distribución

	0.53	Figura 30-4-1 Estimated Distribution of Loads
--	------	-----------------------------------------------

##### Factor de impacto

	200	%	4.1.2.4 Impact Factors
--	-----	---	------------------------

#### 3. Cálculo de Momentos en el durmiente

Carga por eje (AREMA)	347	kN
Comentarios 2002 (C - Section 4.4 Flexural Strength of Prestressed Monoblock Ties - Rail Seat Load )		
factor de escala	0.33	(11.6 Ton * 9.81 / 347 kN)

Cálculo de B	B=	32.62	kN-m	(con 347kN)
	B=	10.70	kN-m	(Escalado)

Tie length (mm)	B (kN-m)
2440	29.5
2590	35.5
2518	32.62

##### Cálculo de M

$$M = B \times V \times T$$

##### 4.4.1.2 Factored Design Flexural Values

M=	8.02	kN-m
		M (+) apoyo riel

	M(-) apoyo riel	M(-) centro	M(+) centro
2440	0.64	0.92	0.56
2590	0.53	0.67	0.47
2518	0.5828	0.79	0.5132
Momentos kN-m	4.67	6.34	4.12

#### 4. Presión en el Balasto

Presión máxima AREMA	0.586 Mpa	4.1.2.5.1
Carga máxima por rueda	58.898 kN	
Area	528780 mm <sup>2</sup>	
Presión promedio	0.342 Mpa	ok

#### B.4) ANÁLISIS - MOMENTOS PARA DISEÑO

	Condiciones Iniciales	Condiciones finales	
		Locomotora de servicio	Carros de trenes
M (+) apoyo riel (kN-m)	11.75	8.67	8.02
M (-) apoyo riel ((kN-m)	6.85	5.05	4.67
M (+) centro (kN-m)	6.03	4.45	4.12
M (-) centro (kN-m)	9.29	6.85	6.34

De la tabla anterior, se puede observar que, para las condiciones finales, el estado de la locomotora de servicio presenta los mayores momentos y son los que se marcan en amarillo.

Según el informe de CTTEL "Cargas de Teste Tren Eléctrico de Lima" es irreal utilizar los momentos provenientes del estado de carga de las condiciones iniciales, pues se trata de una combinación de las condiciones más fuertes de dos tipos de composiciones diferentes.

Con los momentos obtenidos a partir del estado de la locomotora de servicio se realiza la verificación del durmiente, tanto en condiciones de servicio como de rotura. Por lo tanto, los momentos que se considerarán para el diseño del durmientes son:

	Locomotora de servicio
M (+) apoyo riel (kN-m)	8.67
M (-) apoyo riel ((kN-m)	5.05
M (+) centro (kN-m)	4.45
M (-) centro (kN-m)	6.85

A continuación, se presentan los cálculos respectivos.

**B.5) ANÁLISIS - PROPIEDADES GEOMÉTRICAS**

Centro de gravedad de refuerzo de pretensado

Fila	Nº alambres	Cg (mm)	
1	4	23.6	94.4
2	4	38	152
3	4	70	280
4	4	85	340
5	4	103	412
6	4	118	472
	24		1760.4

cg 72.9 mm



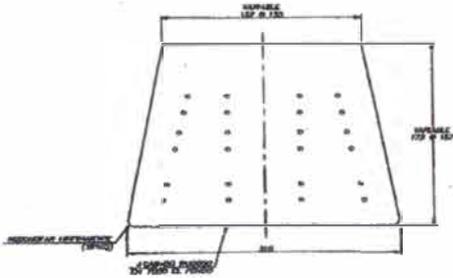
Centro de gravedad de la sección

Apoyo

	Sección	BASE (mm)	ALTURA (mm)	AREA (mm <sup>2</sup> )	Y (mm)	AREA*Y (mm <sup>3</sup> )	D (mm)	AREA D 2 (mm <sup>4</sup> )	INERCIA (mm <sup>4</sup> )
	rect=1, tri=2								
1	1	163.5	165	25327.5	82.5	2089518.75	4.274	462749.3069	57461765.63
2	2	58.5	165	4661.25	55	256368.75	-23.228	2514407.738	7050140.625
				29988.75		2345887.5		2977157.045	64511908.25
Altura total		165	mm	AREA		29988.75	mm <sup>2</sup>	INERCIA	64511908.25
Y arriba		86.774	mm	S arriba		2089518.75	mm <sup>3</sup>	radio giro	47243.9
Y abajo		78.226	mm	S abajo		256368.75	mm <sup>3</sup>		

Centro

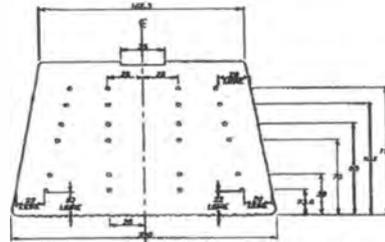
	Sección	BASE (mm)	ALTURA (mm)	AREA (mm <sup>2</sup> )	Y (mm)	AREA*Y (mm <sup>3</sup> )	D (mm)	AREA D 2 (mm <sup>4</sup> )	INERCIA (mm <sup>4</sup> )
	rect=1, tri=2								
1	1	162.3	143	23208.9	71.5	1659436.35	9.054	216406.7503	39549899.68
2	2	47.7	143	3410.55	47.7	162569.55	-20.780	1472668.351	3874574.275
				26619.45		1822005.9		1689077.101	43424473.95
Altura total		143	mm	AREA		26619.45	mm <sup>2</sup>	INERCIA	43424473.95
Y arriba		74.354	mm	S arriba		1659436.35	mm <sup>3</sup>	radio giro	41167
Y abajo		68.445	mm	S abajo		162569.55	mm <sup>3</sup>		



EN ASIENTO DE RIEL

1

APOYO



EN ZONA CENTRAL SE INDICA UBICACIÓN DE ACERO PRETENSOR

2

CENTRO

### C) VERIFICACIÓN EN SERVICIO

#### C.1) Estado inicial

número de alambres	24	
As (3.2mm)	8.0	mm <sup>2</sup>
Area total de acero	193.0	mm <sup>2</sup>
Centro de presfuerzo	72.9	mm
Fi max por alambre	1090 kg (10.7 kN)	
Fi Total	254 kN	

esfuerzo compresión (Mpa)	Apoyo	Centro
	8.56	9.64

excentricidad (mm)	Apoyo	Centro
	5.29	-4.49
Momento (N.mm)	1358148.32	-1151476.27
esfuerzo abajo (MPa)	1.57	-1.75
esfuerzo arriba (MPa)	1.75	-1.90

#### Esfuerzos iniciales en la sección antes de las pérdidas

total arriba (MPa)	6.22	11.54	(esfuerzos en compresión)
total abajo (MPa)	10.22	7.89	(esfuerzos en compresión)
máximo $0.60 f'_{ci}$ ( $f'_{ci} = 24$ MPa)	14.4 MPa		

Verificación

OK

	Apoyo		Centro	
	5.3	5.3	-4.5	-4.5
excentricidad (mm)	5.3	5.3	-4.5	-4.5
Area (mm <sup>2</sup> )	29989	29989	26619	26619
Inercia (mm <sup>4</sup> )	67489063	67489063	45113551	45113551
Y superior (mm)	86.8	86.8	74.6	74.6
Y inferior (mm)	78.2	78.2	68.4	68.4

#### C.2) Estado final

Ff 21346.56 kg (se considera pérdidas según ítem E)  
209409.7536 N

	Apoyo		Centro	
	M(+)	M(-)	M(+)	M(-)
Manálisis (kN-m)	8.66	-5.05	4.44	-6.84
Ff.e (kN-m)	1.11	1.11	-0.94	-0.94
Esfuerzo compresión (Mpa)	7.0	7.0	7.9	7.9
Fibra superior (MPa)	9.7	-7.9	8.9	-9.8
Fibra inferior (MPa)	-8.8	7.1	-8.2	9.0

#### Esfuerzos finales en la sección después de las pérdidas

Fibra superior	16.69	-0.94	16.76	-1.88	Mpa
	OK	OK	OK	OK	
Fibra inferior	-1.77	14.12	-0.30	16.82	MPa
	OK	OK	OK	OK	
máx. comp. $0.45 f'_{c}$ ( $f'_{c} = 49$ MPa)	22.05	22.05	22.05	22.05	MPa
máx. trac. $0.5 f'_{c}^{1/2}$ ( $f'_{c} = 49$ MPa)	3.65	3.65	3.65	3.65	MPa

## D) VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA ÚLTIMA:

Para el cálculo de la resistencia a flexión se ha seguido la metodología del "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural - ACI 318 - 08", tal como se estipula en el acápite 4.4.2 "Design Considerations" del A.R.E.M.A. 2009.

### CONSIDERACIONES GENERALES:

$M_n$ : Resistencia nominal a flexión de la sección del durmiente [kN.m].

$\Phi M_n$ : Resistencia de diseño a flexión de la sección del durmiente [kN.m].

$\Phi = 0.90$

Manálisis: Según valores presentados en ítem B.2. que corresponden a los mayores momentos obtenidos de los dos estados de carga.

$f_{pu} = 1782 \text{ MPa}$

$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \gamma_p \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{\beta_1 f'_c} \right] \right)$

$\gamma_p = 0.28$  → para  $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$   
 $\beta_1 = 0.69$  →  $f'_c = 49 \text{ MPa}$

- Momento positivo – apoyo de riel:

Se ha considerado la contribución de las 2 capas inferiores de alambres como refuerzo en tracción.

Manálisis = 8.67 kN.m  
 $\Phi M_n = 12.31 \text{ kN.m}$  → OK

- Momento positivo – centro del durmiente:

Se ha considerado la contribución de las 2 capas inferiores de alambres como refuerzo en tracción.

Manálisis = 4.45 kN.m  
 $\Phi M_n = 10.14 \text{ kN.m}$  → OK

- Momento negativo – apoyo de riel:

Se ha considerado la contribución de las 3 capas superiores de alambres como refuerzo en tracción.

Manálisis = 5.05 kN.m  
 $\Phi M_n = 13.36 \text{ kN.m}$  → OK

- Momento negativo – centro del durmiente:

Se ha considerado la contribución de las 3 capas superiores de alambres como refuerzo en tracción.

Manálisis = 6.85 kN.m  
 $\Phi M_n = 13.36 \text{ kN.m}$  → OK

Se verifica, para los momentos calculados y presentados en ítem B.2, que la sección y su refuerzo satisfacen las condiciones de rotura.

## E) CÁLCULO DE PÉRDIDAS:

### CONSIDERACIONES GENERALES:

$E_{ps} = 198299 \text{ MPa}$

$E_{ci} = 23033 \text{ MPa}$

$E_c = 32904 \text{ MPa}$

HR = 70% (humedad relativa 70% en verano, y entre 80% y 90% en el resto del año para la ciudad de Lima). Hemos considerado 70% para obtener las mayores pérdidas de tensión.

#### En sección de apoyo de riel:

- Acortamiento elástico del concreto:

$$\Delta_1 = 74.6 \text{ MPa}$$

- Acortamiento plástico del concreto:

$$\Delta_2 = 82.4 \text{ MPa}$$

- Contracción de fragua:

$$\Delta_3 = 36.2 \text{ MPa}$$

- Relajación del acero:

$$\Delta_4 = 31.7 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{pt} = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4 = 225 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 1336.7 \text{ MPa}$$

$$\text{Pérdidas de tensión} = 225 / 1336.7 = 16.8 \%$$

#### En sección central del durmiente:

- Acortamiento elástico del concreto:

$$\Delta_1 = 84.2 \text{ MPa}$$

- Acortamiento plástico del concreto:

$$\Delta_2 = 115.8 \text{ MPa}$$

- Contracción de fragua:

$$\Delta_3 = 37.1 \text{ MPa}$$

- Relajación del acero:

$$\Delta_4 = 29.6 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{pt} = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4 = 266.7 \text{ MPa}$$

$\sigma_i = 1336.7 \text{ MPa}$

Pérdidas de tensión =  $266.7 / 1336.7 = 20.0 \%$

**Pérdidas de tensión (promedio) = 18.4 %**

Referencias:

- *American Railway Engineering and Maintenance of Way Association A.R.E.M.A – 2009.*
- *Reglamento para Concreto Estructural – ACI 318-08.*
- *Prestressed Concrete A Fundamental Approach Fifth Edition – Edward G. Nawy.*
- *Prestressed Concrete Structures – Michael P. Collins/Denis Mitchell*

**ANEXO N°2: VALORES LÍMITES EN LOS ENSAYOS DE BALASTO**

### 2.4.1.9 Percent of Flat and/or Elongated Particles

The percent of flat or elongated particles shall be determined in accordance with ASTM Standard Test Method, designated D4791. The dimension ratio used in this test method shall be 1:3.

### 2.4.2 CHEMICAL ANALYSIS (1988)

- a. No specific chemical analysis is considered essential for the evaluation of granite, traprocks or quartzite type materials provided that the materials are properly defined by applicable methods. For carbonate materials, dolomitic limestones are defined as those materials which have a magnesium carbonate ( $MgCO_3$ ) content of 28% to 36%. Those carbonate materials indicating magnesium carbonate values above 36% shall be defined as dolomites and carbonate materials indicating magnesium carbonate values below 28% shall be defined as limestones.
- b. The magnesium carbonate ( $MgCO_3$ ) content of carbonate materials shall be tested and defined in accordance with ASTM C 25.
- c. Standard Methods of Chemical Analysis of Limestone, Quick Lime and Hydrated Lime, or other test methods as may be approved and directed by the Engineer.
- d. Steel furnace slags consist essentially of calcium silicates and ferrites combined with fused oxides of iron, aluminum, manganese, calcium and magnesium.
- e. Steel furnace slags having a content of more than 45% calcium oxide and/or a combined composition of more than 30% of the oxides of iron and aluminum should not be used.
- f. Iron blast furnace slags consist essentially of silicates and aluminosilicates of calcium and other bases.
- g. Iron blast furnace slags having a content of more than 45% of the oxides of calcium or a combined composition of more than 17% of the oxides of iron and aluminum should not be used.

### 2.4.3 LIMITING TEST VALUES (1997)

Table 1-2-1 outlines the limiting values of testing as may be defined by the designated test specifications. The values for unit weight and bulk specific gravity are minimum values while the remainder are maximum values.

**Table 1-2-1. Recommended Limiting Values of Testing for Ballast Material**

Property	Ballast Material							
	Granite	Traprock	Quartzite	Limestone	Dolomitic Limestone	Blast Furnace Slag	Steel Furnace Slag	ASTM Test
Percent Material Passing No. 200 Sieve	1.0%	1.0%	1.0%	1.0%	1.0%	1.0%	1.0%	C 117
Bulk Specific Gravity (See Note 2)	2.60	2.60	2.60	2.60	2.65	2.30	2.90	C 127
Absorption Percent	1.0	1.0	1.0	2.0	2.0	5.0	2.0	C 127
Clay Lumps and Friable Particles	0.5%	0.5%	0.5%	0.5%	0.5%	0.5%	0.5%	C 142

**Table 1-2-1. Recommended Limiting Values of Testing for Ballast Material**

Property	Ballast Material							ASTM Test
	Granite	Traprock	Quartzite	Limestone	Dolomitic Limestone	Blast Furnace Slag	Steel Furnace Slag	
Graduation	35%	25%	30%	30%	30%	40%	30%	See Note 1
Soundness (Sodium Sulfate) Cycles	5.0%	5.0%	5.0%	5.0%	5.0%	5.0%	5.0%	C 88
Flat and/or Elongated Particles	5.0%	5.0%	5.0%	5.0%	5.0%	5.0%	5.0%	D 4791

Note 1: Materials having gradations containing particles retained on the 1 inch sieve shall be tested by ASTM C 535. Materials having gradations with 100% passing the 1 inch sieve shall be tested by ASTM C 131. Use grading most representative of ballast material gradation.

Note 2: The limit for bulk specific gravity is a minimum value. Limits for the remainder of the tests are maximum values.

**2.4.4 GRADATIONS (1988)**

Table 1-2-2 outlines the recommended gradations to which the materials are to be processed for use as track and yard ballast. The grading of the processed ballast shall be determined with laboratory sieves having square openings conforming to ASTM specification E 11.

**2.4.5 BALLAST MATERIALS FOR CONCRETE TIE TRACK INSTALLATION (1988)**

The ballast materials as defined by this specification include the applicable test requirements for ballast materials for the purpose of providing support to the rail-cross tie arrangement of a concrete tie track system except that carbonate materials and slags as defined in Article 2.3.1 and gradation No. 57 as defined in Article 2.4.4 shall be excluded.



### **ANEXO N°3: MUESTREO Y PRUEBAS EN EL BALASTO**

## SECTION 2.7 INSPECTION (1988)

- a. The railway company, or its representatives, reserve the right to visit the producers facility during usual business hours unscheduled for the following purposes:
  - (1) Observe sampling and testing procedures to assure compliance with the requirements of these specifications.
  - (2) Obtain representative samples of the prepared material being produced and shipped.
  - (3) Review plant inspection, methods, quality control procedures, equipment and examine test results of current and previous tests.
- b. The manufacturer shall provide the inspector with such assistance, materials, and laboratory testing equipment as necessary to perform on production site gradation and percent passing No. 200 Mesh Sieve analysis. Performance of these tests at the time of an unscheduled inspection visit is the right, but not the duty, of the inspector.

## SECTION 2.8 SAMPLING AND TESTING

### .8.1 GENERAL (1988)

- a. The quality of a material to be used for ballast shall be determined prior to its acceptance by the purchaser. A series of tests as specified herein shall be made at a testing laboratory approved by the purchaser to establish the characteristics of the materials being tested.
- b. Once a source has been accepted to supply ballast material, periodic quality control samples shall be taken to insure continued compliance with the specification. A representative sample of prepared ballast shall be taken for gradation from each 1000 tons of ballast being loaded for shipment. This sample shall be taken in accordance with ASTM D 75, and in the quantities as listed within that standard. A gradation report shall be prepared on each sample containing the following information: Source identification, date, sample number, shipment or car number, and the sieve analysis. The gradation specification shall appear on the test form.
- c. In the event any two individual samples fail to meet the gradation requirement, immediate corrective action shall be taken to restore the production process to acceptable quality. The purchaser shall be advised in writing of the corrective action being taken. In the event of repeated failures, i.e. two or more samples failing in two successive shipments, the purchaser reserves the right to reject the shipment.
- d. A full range of laboratory testing, as defined by this specification, shall be performed at least two times a year or as directed by the Engineer, to insure the quality of the material being produced. If the supplier changes the location of the source or encounters changes within the supply source, laboratory testing should be performed on the new material to ensure compliance with specifications.
- e. Prior to installation, the supplier shall provide the Engineer with certified results of ballast quality and gradation as conducted by a testing laboratory accepted by the Engineer. The supplier shall receive approval of the Engineer for the Testing Laboratory prior to performing the aforementioned tests.



**ANEXO N°4: REQUISITOS DEL CONCRETO SEGÚN LA NORMA AREMA**

## 4.2.2 CONCRETE (2009)

The minimum 28-day-design compressive strength of concrete used for concrete ties shall be 7,000 psi (48 MPa) as determined by ASTM Method of Test C 39. The Test cylinders shall be made and stored as specified in ASTM Specification C 31.

### 4.2.2.1 Cement

- a. Cement shall be portland cement and shall meet the requirements of ASTM Specification C 150. It is recommended that cement alkali content of  $\text{Na}_2\text{O}$  equivalent ( $\text{Na}_2\text{O} + 0.658 \text{K}_2\text{O}$ ) be as low as possible and not greater than 0.6%. False set penetration when tested in accordance with ASTM C 359 shall be not less than 50 mm initially, 35 mm at intermediate times, and 40 mm after remix.
- b. Alternatively, instead of using low alkali cement to minimize the risk of alkali-aggregate reactivity, pozzolanic materials such as fly ash, silica fume, or slag may be used, provided concretes made from the proposed cement, aggregates, and pozzolan have a demonstrable and proven durability record. As concrete durability problems may not become evident for some time, it is recommended that a minimum service record of 10 years be used to assess performance.
- c. Cement mill certificates should be obtained on a regular basis during tie production in order to ensure consistency in chemical ingredients. Under no circumstances shall substitution of cement be permitted unless it has been pre-qualified through the tests listed in this section.

### 4.2.2.2 Aggregates

- a. Both fine and coarse aggregates shall meet the requirements of the AREMA Specifications for Aggregates, Chapter 8, Concrete Structures and Foundations, Part 1, Materials, Tests and Construction Requirements, Section 1.3, Other Cementitious Materials.
- b. In addition, for preliminary screening, a field review of aggregate performance in existing concrete structures should be conducted, preferably by an experienced petrographer, to determine the historical durability record. Petrographic analysis according to ASTM C 295 shall be conducted on each new aggregate source, including new faces or strata in existing pits/quarries, to determine potentially reactive mineral constituents. Analysis shall be repeated at six-month intervals. It may also be desirable to retain the service of a professional geologist.
- c. Fine and coarse aggregates shall be hard, strong, durable, and free of deleterious material. Attention shall be given to the requirements of ASTM C33, Section 7.3, Section 11.2, and Appendix XI regarding durability. Coarse aggregates shall meet ASTM C33 Table 3, Class 4S requirements. Aggregates shall be shown to be free from excessive expansion as outlined in 4.2.2.6, Durability of Cured Concrete.

### 4.2.2.3 Mixing Water

Mixing water shall meet the requirements of the AREMA Specifications for Mixing Water, Chapter 8, Concrete Structures and Foundations, Part 1, Materials, Tests and Construction Requirements, Section 1.5, Water. In addition, the mixing water, including that portion of the mixing water contributed in the form of free moisture on the aggregates, shall not contain deleterious amounts of chloride ion<sup>1</sup>.

### 4.2.2.4 Admixtures

Chemical admixtures for concrete shall conform with ASTM C 494. Additives containing chlorides shall not be used. Where ties will be exposed to freeze-thaw conditions, an air entraining agent according to ASTM C 260 shall be used.

<sup>1</sup> A chloride ion content greater than 400 ppm might be considered detrimental, and it is recommended that levels well below this value be maintained if practicable.

As a guide, freeze-thaw durability can generally be obtained with 4.5% minimum air in the wet concrete, 3.5% minimum air-void-content in the hardened concrete, and an air-void spacing factor not exceeding 0.008 inch (0.20 mm).

#### 4.2.2.5 Curing

It is recommended that the concrete be cured by a method or procedure such as set forth in the PCI Manual for Quality Control (MNL116, latest edition), modified as follows:

After placing and consolidating the concrete, the exposed surface shall be covered with impermeable sheeting. Concrete shall not be placed in forms whose temperatures are less than 40 degrees F and the concrete temperature shall not be allowed to fall below 50 degrees F between casting and transfer of prestress.

During the preset period, the concrete temperature shall not exceed 90 degrees F (32 degrees C) during the first 3 hours and 105 degrees F (40 degrees C) during the first 4 hours. With accelerated heat curing, the heating rate shall not exceed 35 degrees F (19.4 degrees C) per hour and the curing temperature within the concrete shall not exceed 140 degrees F (60 degrees C), unless the supplier can demonstrate that the materials used would be satisfactory for long-term durability, in which case temperatures up to 158 degrees F (70 degrees C) may be used.

The heating method used shall be such that all ties produced for a given cast are at a similar temperature. During curing, the temperature at the center of the rail seat cross section of one tie in each bed shall be automatically recorded.

#### 4.2.2.6 Durability of Cured Concrete

Issues concerning the durability of concrete ties generally relate to two areas of consideration, material expansion and environmental effects. Included here are brief descriptions of several of these issues, and applicable tests that will provide indications of durability.

**NOTE:** Specifiers should read the description of each issue and its related test carefully, and select only those tests that correspond to the product being specified.

The first area of concern is concrete that fails due to expansion within the concrete matrix. Moisture and chemical incompatibility must be present for expansion to occur. Current known causes are Alkali Silica Reactivity (ASR), Alkali Carbonate Reactivity (ACR), and Delayed Ettringite Formation (DEF).

Alkali reactivity relates to chemical compatibility between cement and aggregate.

Alkali reactivity is a combination of the total mix alkali content and aggregate reactivity. The appropriate test depends on the type of aggregate. Petrographic analysis of the aggregates proposed for concrete usage per ASTM C295 and petrographic analysis of the hardened concrete per ASTM C856 combined with the following tests can be useful in determining the potential for alkali aggregate reactivity. Silica based aggregate reactivity (ASR) can be tested by ASTM C1260 (2 week test) and/or ASTM C1293 (1-2 year test). Potentially reactive aggregates may still be acceptable when combined with supplementary cementitious materials and/or with cements with total alkalis less than 0.6% as needed to pass ASTM C1567 and/or ASTM C1293 modified with materials to match the job mix. Carbonate based alkali aggregate reactivity (ACR) can be determined by ASTM C1105. Six-month intervals are recommended for durability tests to ensure ongoing aggregate suitability, or for any new aggregate source.

Delayed Ettringite Formation (DEF) is commonly used to refer to the reformation of ettringite after the initial curing of the concrete, resulting in expansive failure. Two potential causes are excessive sulfate content in the cement or excessive temperatures during the concrete curing process. To test for either situation, the Duggan Test (4.2.3 Duggan Concrete Expansion Test (1993)) is currently the only known method.

The second area of concern is concrete that fails due to environmental effects. Freeze thaw damage and reinforcement corrosion are two common results.



Freeze thaw damage is caused by the formation of ice within the cement matrix, resulting in expansion damage to the concrete. Whether or not this formation of ice becomes a problem depends upon a combination of the permeability, water-to-cement ratio, air void spacing and size, total entrained air, and the extent of microcracking. The best indicator of concrete's ability to avoid freeze thaw damage is successful completion of ASTM C666, Method A to 90% at 300 cycles. It is recommended that ASTM C666 testing be conducted at six-month intervals.

Corrosion damage is caused by infiltration of moisture and corrosive compounds into the hardened concrete, or excessive chlorides present in the plastic concrete mix. This moisture and compounds can attack metallic components within the tie. Limiting concrete permeability is the best way to protect against potential corrosion. Water-to-cement ratios (w/c) less than 0.4, proper concrete consolidation, admixtures (silica fume, high range water reducers, and flyash), and the fineness of the cement itself all contribute to adequate impermeability. Because of the prevalent use of high performance concrete (HPC) for the production of ties, corrosion is not generally a problem. Corrosion at the ends of prestressing tendons or exposed embedded components is not a problem for concrete ties. See Article 4.3.2.11.

#### 4.2.3 DUGGAN CONCRETE EXPANSION TEST (1993)

- a. The Duggan concrete core expansion test provides a relatively rapid measure of the potential for chemical expansion in concrete. The speed with which expansion occurs in nature depends upon the initial microcrack condition of the concrete, the availability of water, the availability of heat, the degree and frequency of loading stress, and the inherent chemistry of the cement-aggregate combination. Without externally loading the concrete, the Duggan test exaggerates and accelerates the heating/cooling and wetting/drying action of natural environment.
- b. Five concrete cores of nominal 1 inch (25.4 mm) diameter are wet-drilled from any existing concrete or from proposed job mix concrete which has been cured in proposed fashion for a minimum of 7 days. The cores are end-faced with smooth parallel surfaces to a nominal length of 2 inches (51 mm). The five cores are then placed upright in a plastic container measuring roughly 3-1/2 inches (89 mm) diameter by 4 inches (102 mm) height, and are submerged under 1/2 inch (13 mm) cover with room temperature distilled water. A lid is placed on the container. The core treatment cycle is described below and depicted in Figure 30-4-2.

##### c. Treatment Cycle

- 72 hrs in water at 72 degrees F (22 degrees C).
- Measure core lengths (zero reading).
- 24 hrs dry heat at 180 degrees F (82 degrees C).
- 24 hrs in water at 72 degrees F (22 degrees C).
- 24 hrs dry heat at 180 degrees F (82 degrees C).
- 24 hrs in water at 72 degrees F (22 degrees C).
- 72 hrs dry heat at 180 degrees F (82 degrees C).
- Tolerances: Time  $\pm 1$  hr.
- Temperature  $\pm 1.5$  degrees F (0.8 degrees C).

**NOTE:** After each dry oven heating, bench cool cores for 1 hr prior to placing back in water. Do not change the water during the treatment or during the subsequent expansion phase of this test.

- d. The first core length measurements (zero reading) are taken at the end of the initial 3 day soaking period and prior to any hot oven drying. The reason for this is to include any natural physical expansion caused by

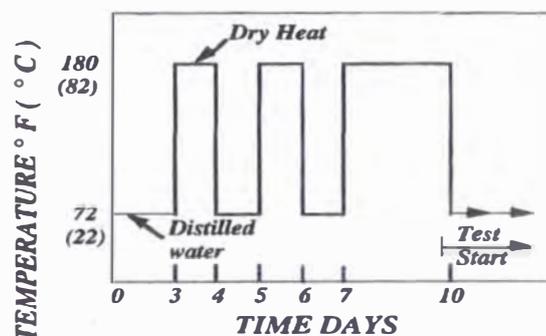


Figure 30-4-2. Duggan Core Treatment

**ANEXO N°5: REQUISITOS DE LOS AGREGADOS SEGÚN LA NORMA AREMA**

- (2) Consignee and destination of the shipment
  - (3) Vehicle identification number
  - (4) A unique unrepeated order number or other identification number for each shipment
  - (5) Source
- b. Each shipment of fly ash shall also include a certificate of compliance indicating the Class (either Class C or Class F), with certified test numbers demonstrating that the material meets ASTM C618.
  - c. Each shipment of silica fume shall also include a certificate of compliance demonstrating that it meets the requirements of ASTM C1240.
  - d. Each shipment of ground granulated blast-furnace slag shall also include a certificate of compliance indicating its grade (either Grade 80, 100 or 120), with certified test numbers demonstrating that it meets the requirements of ASTM C989.

## SECTION 1.4 AGGREGATES

### 1.4.1 GENERAL (2004)

#### 1.4.1.1 Specifications

Except as specified otherwise herein, all aggregates shall conform to the requirements of ASTM C33, Standard Specification for Concrete Aggregates.

#### 1.4.1.2 Sampling and Testing

- a. Representative samples shall be selected and sent to the testing laboratory at frequent intervals as directed by the Engineer. Aggregates may not be used until the samples have been tested by the laboratory and approved by the Engineer.
- b. Sampling and testing shall be in accordance with ASTM C33 and the Standard Specifications and Methods of Test of ASTM - International found in [Table 8-1-3](#).

**Table 8-1-3. Sampling and Testing Methods in Addition to those of ASTM C33**

Type	ASTM Designation
Surface Moisture in Fine Aggregate	C70
Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate	C127
Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate	C128
Standard Sand	C778

- c. The required tests shall be made on test samples that comply with requirements of the designated test methods and are representative of the grading that will be used in the concrete. The same test sample may be used for sieve analysis and for determination of material finer than the No. 200 (75 μm) sieve. Separated sizes from the sieve analysis may be used in preparation of samples for soundness or abrasion tests. For

determination of all other tests and for evaluation of potential alkali reactivity where required, independent test samples shall be used.

- d. The fineness modulus of an aggregate is the sum of the percentages of a sample retained on each of a specified series of sieves divided by 100, using the following standard sieve sizes: No. 100, No. 50, No. 30, No. 16, No. 8, No. 4, 3/8 inch, 3/4 inch, 1-1/2 inches (150 μm, 300 μm, 600 μm, 1.18 mm, 2.36 mm, 4.75 mm, 9.5 mm, 19.0 mm, 37.5 mm) and larger, increasing in the ratio of 2 to 1. Sieving shall be done in accordance with ASTM Method C136.

4.1.3 Soundness

- a. Except as provided in Paragraph 1.4.1.3(b), aggregate subjected to five cycles of ASTM C88 Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate shall show a loss weighed in accordance with the grading procedures, not greater than the percentages found in Table 8-1-4.

Table 8-1-4. Aggregate Soundness

Aggregate	Sodium Sulfate	Magnesium Sulfate
Fine	10	15
Coarse	12	18

- b. Aggregate failing to meet the requirements of Paragraph 1.4.1.3(a) may be accepted provided that concrete of comparable properties, made with similar aggregate from the same source, has given satisfactory service when exposed to weathering similar to that to be encountered.

1.4.2 FINE AGGREGATES (2004)

1.4.2.1 General<sup>1</sup>

Fine aggregate shall consist of natural sand or, subject to the approval of the Engineer, manufactured sand with similar characteristics. Lightweight fine aggregate shall not be used.

1.4.2.2 Grading

- a. Sieve Analysis—Fine aggregate, except as provided in ASTM C33, shall be graded within the limits found in Table 8-1-5.

<sup>1</sup> See C - Commentary

Table 8-1-5. Fine Aggregate Grading

Sieve Size	Total Passing Percentage by Weight
3/8 inch (9.5 mm)	100
No. 4 (4.75 mm)	95-100
No. 8 (2.36 mm)	80-100
No. 16 (1.18 mm)	50-85
No. 30 (600 $\mu$ m)	25-60
No. 50 (300 $\mu$ m)	10-30
No. 100 (150 $\mu$ m)	2-10
No. 200 (75 $\mu$ m)	zero

- b. The minimum percentages shown above for material passing the No. 50 (300  $\mu$ m) and No. 100 (150  $\mu$ m) sieves may be reduced to 5 and 0, respectively, if the aggregate is to be used in air-entrained concrete containing more than 420 lb of cement per cubic yard (250 kg per cubic meter), or in non-air-entrained concrete containing more than 520 lb of cement per cubic yard (310 kg per cubic meter). Air-entrained concrete is here considered to be concrete containing air-entraining cement or an air-entraining admixture and having an air content of more than 3%.
- c. The fine aggregate shall have not more than 45% retained between any two consecutive sieves of those shown in Table 8-1-5 and its fineness modulus shall be not less than 2.3 nor more than 3.1.
- d. For walls and other locations where smooth surfaces are desired, the fine aggregate shall be graded within the limits shown in Table 8-1-5, except that not less than 15% shall pass the No. 50 (300  $\mu$ m) sieve and not less than 3% shall pass the No. 100 (150  $\mu$ m) sieve.
- e. To provide the uniform grading of fine aggregate, a preliminary sample representative of the material to be furnished shall be submitted at least 10 days prior to actual deliveries. Any shipment made during progress of the work which varies by more than 0.2 from the fineness modulus of the preliminary sample shall be rejected or, at the option of the Engineer, may be accepted provided that suitable adjustments are made in concrete proportions to compensate for the difference in grading.
- f. The percentages listed above do not apply when using pozzolans or ground granulated blast-furnace slag. Such percentages shall be determined by tests as outlined in this recommended practice.

#### 1.4.2.3 Mortar Strength

Fine aggregate shall be of such quality that when made into a mortar and subjected to the mortar strength test prescribed in ASTM C87, the mortar shall develop a compressive strength not less than that developed by a mortar prepared in the same manner with the same cementitious materials and graded standard sand having a fineness modulus of  $2.40 \pm 0.10$ . The graded sand shall conform to the requirements of ASTM C778.

#### 1.4.2.4 Deleterious Substances

- a. The amount of deleterious substances in fine aggregate shall not exceed the limits found in Table 8-1-6.
- b. A fine aggregate failing the test for organic impurities may be used provided that, when tested for mortar-making properties, the mortar develops a compressive strength at 7 and 28 days of not less than 95% of that developed in a similar mortar made from another portion of the same sample which has been washed in a 3% solution of sodium hydroxide followed by thorough rinsing in water. The treatment shall be sufficient so

**Table 8-1-6. Deleterious Substances in Fine Aggregate**

Item	Maximum Limit Percentage by Weight
Clay Lumps	1.0
Coal and Lignite	0.5 (Note 1)
Material finer than No. 200 sieve (75 μm):	
Concrete subject to abrasion	3.0 (Note 2)
All other classes of concrete	5.0 (Note 2)
Note 1: Does not apply to manufactured sand produced from blast-furnace slag.	
Note 2: For manufactured sand, if the material finer than the No. 200 (75 μm) sieve consists of the dust of fracture, essentially free from clay or shale, these limits do not apply.	

that the test of the washed material made in accordance with ASTM C40 will have a color lighter than the standard color solution.

- c. Fine aggregate for use in concrete that will be subject to wetting, extended exposure to humid atmosphere, or contact with moist ground shall not contain any materials that are deleteriously reactive with the alkalis in the cement in an amount sufficient to cause excessive expansion of mortar or concrete, except that if such materials are present in injurious amounts, the fine aggregate may be used with a cement containing less than 0.6% alkalis as measured by percentage of sodium oxide plus 0.658 times percentage of potassium oxide, or with the addition of a material that has been shown to prevent harmful expansion due to the alkali-aggregate reaction.

**1.4.3 NORMAL WEIGHT COARSE AGGREGATE (2004)**

**1.4.3.1 General**

- a. Coarse aggregate shall consist of crushed stone, gravel, crushed slag, or a combination thereof or, subject to the approval of the Engineer, other inert materials with similar characteristics, having hard, strong durable pieces, free from adherent coatings, and shall conform to the requirements of ASTM C33 except as required by this Part.
- b. Crushed slag shall be rough cubical fragments of air-cooled blast-furnace slag, which when graded as it is to be used in the concrete, shall have a compact weight of not less than 70 lb per cubic foot (1100 kg per cubic meter). It shall be obtained only from sources approved by the Engineer.

**1.4.3.2 Grading**

- a. Coarse aggregate shall be graded between the limits specified ASTM C33.
- b. The maximum size of aggregate shall be not larger than one-fifth of the narrowest dimension between forms of the member for which concrete is used, nor larger than one-half of the minimum clear space between reinforcing bars, except as provided for precast concrete in Section 2.5.

**1.4.3.3 Deleterious Substances**

- a. The amount of deleterious substances in coarse aggregate shall not exceed the limits found in ASTM C33.

**1.4.3.4 Abrasion Loss**

Coarse aggregate to be used in concrete when subjected to test for resistance to abrasion (ASTM C535 C131) shall show a loss of weight not more than the following:



- a. For concrete subject to severe abrasion such as concrete in water, precast concrete piles, paving for sidewalks, platforms or roadways, floor wearing surfaces, and concrete cross or bridge ties, the loss of weight shall not exceed 40%.
- b. For concrete subject to medium abrasion such as concrete exposed to the weather, the loss of weight shall not exceed 50%.
- c. For concrete not subject to abrasion, the loss in weight shall not exceed 60%.

#### 1.4.3.5 Rubble Aggregate

Rubble aggregate shall consist of clean, hard, durable stone retained on a 6-inch (150 mm) square opening and with individual pieces weighing not more than 100 lb (45 kg).

#### 1.4.3.6 Cyclopean Aggregate

Cyclopean aggregate shall consist of clean, hard, durable stone with individual pieces weighing more than 100 lb (45 kg).

### 1.4.4 LIGHTWEIGHT COARSE AGGREGATE FOR STRUCTURAL CONCRETE (2004)

#### 1.4.4.1 Scope

- a. This recommended practice covers lightweight coarse aggregates intended for use in lightweight concrete in which prime considerations are durability, compressive strength, and light weight. Structural lightweight concrete shall only be used where shown on the plans or specified.
- b. Aggregates for use in non-structural concrete such as fireproofing and fill, and for concrete construction where capacity is based on load tests rather than conventional design procedures, are not included in this recommended practice.

#### 1.4.4.2 General Characteristics

The aggregates shall conform to the requirements of ASTM C330 Standard Specifications for Lightweight Aggregates for Structural Concrete, except as otherwise specified herein.

#### 1.4.4.3 Unit Weight (Mass Density)

- a. The dry weight (mass density) of lightweight aggregates shall not exceed 55 lb per cubic foot (880 kg per cubic meter), measured loose by accepted ASTM practice.
- b. Uniformity of weight (density). The unit weight (mass density) of successive shipments of lightweight aggregate shall not differ by more than 6% from that of the sample submitted for acceptance tests.

#### 1.4.4.4 Concrete Making Properties

Concrete specimens containing lightweight coarse aggregate under test shall conform to ASTM C330 and shall meet the following requirements. A magnesium sulfate soundness test shall be conducted for 10 cycles in accordance with ASTM C88. Loss thus determined shall not exceed 15%. Loss of individual gradation size shall not exceed 20% of that size.

**ANEXO N°6: REQUISITOS DEL ACERO SEGÚN LA NORMA AREMA**

water uptake at saturation but to exclude any unnatural chemical expansions that may subsequently occur in the cores. Following the final oven heating, the cores are allowed to bench cool for 1 hour and then are placed back in their room temperature distilled water (unchanged). This constitutes the starting point or Day Zero for the expansion test. Core length measurements should then be taken at days 1 and 3, and twice-weekly for the first three weeks. Length changes for the 5 cores should be averaged in terms of percent expansion. Measurements taken on cores drilled from existing bridge abutments ranging in age up to 80 years have indicated that expansion in the Duggan test should not exceed 0.05% at day 20 for durable crack-free concrete. Until more experience and data is obtained on North American concrete ties, the permissible core expansion at Day 20 should not exceed 0.15%.



### 1.2.4 METAL REINFORCEMENT (2003)

- a. Strand for pretensioning tendons shall conform to ASTM A 416, "Specification for Uncoated Seven-Wire Stress-Relieved Strand for Prestressed Concrete," or ASTM A 886, "Specification for Indented Seven-Wire Stress-Relieved Strand for Prestressed Concrete".

Wires for pretensioning tendons shall conform to ASTM A 421, "Specification for Uncoated Stress-Relieved Wire for Prestressed Concrete" or ASTM A 881, "Specification for Steel Wire, Deformed, Stress-Relieved or Low-Relaxation for Prestressed Concrete Railroad Ties".

- b. Strands other than those listed in ASTM A 416 or A 886 and wires other than those listed in ASTM A 421 or A 881 may be used provided they conform to the requirements of these specifications and have no properties which make them less satisfactory than those listed in these specifications.

- c. Steel bars for posttensioning tendons shall conform to ASTM A 722, "Specification for Uncoated High-Strength Steel for Prestressed Concrete". Bars of other designations may be used provided they conform to the requirements for yield strength, tensile strength, and elongation, stipulated in ASTM A 722.

- d. Reinforcing bars shall conform to one of the following specifications, except that yield strength shall correspond to that determined by tests on full-size bars; and for reinforcing bars with a specified yield strength of the reinforcing steel,  $f_y$ , exceeding 60,000 psi (414 MPa),  $f_y$ , shall be the stress corresponding to a strain of 0.35%:

- (1) "Specifications for Deformed Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement" (ASTM A 615).
- (2) "Specifications for Rail-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement" (ASTM A 616). If Bars meeting these specifications are to be bent, they shall also meet the bending requirements of ASTM A 615 for Grade 60.
- (3) "Specifications for Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement" (ASTM A 617).

- e. Plain bars for spiral reinforcement shall conform only to the strength requirements and minimum elongation of the appropriate specification prescribed in [paragraph d](#).

- f. Reinforcement to be welded shall be indicated on the drawings and the welding procedure to be used shall be specified. The ASTM specification shall be supplemented by requirements assuring satisfactory weldability by this procedure in conformity with "Recommended Practices for Welding Reinforcing Steel, Metal Inserts, and Connections in Reinforced Concrete Construction" (AWS D 12.1) The supplementary specification requirements shall be designated in the order, and conformance with requirements shall be confirmed by the supplier at the time of delivery.

- g. Bar and rod mats for concrete reinforcement shall be the clipped type conforming to "Specifications for Fabricated Steel Bar or Rod Mats Concrete Reinforcement" (ASTM A 184).

- h. Plain wire for spiral reinforcement shall conform to "Specifications for Cold-Drawn Steel Wire for Concrete Reinforcement" (ASTM A 82), except that  $f_y$  shall be the stress corresponding to a strain of 0.35% if the yield strength specified in the design exceeds 60 000 psi (414 MPa)

- i. Welded plain wire fabric for concrete reinforcement shall conform to “Specifications for Welded Steel Wire Fabric for Concrete Reinforcement” (ASTM A 185), and to the stipulation of [paragraph h](#) regarding measurement of  $f_y$ , except that welded intersections shall be spaced not farther apart than 12 inches (305 mm) in the direction of the principal reinforcement.
- j. Deformed wire for concrete reinforcement shall conform to “Specifications for Deformed Steel Wire for Concrete Reinforcement” (ASTM A 496), except that wire shall not be smaller than size D-4<sup>1</sup> and that  $f_y$  shall be the stress corresponding to a strain of 0.35% if the yield strength specified in the design exceeds 60,000 psi (414 MPa).
- k. Welded deformed wire fabric for concrete reinforcement shall conform to “Specifications for Welded Deformed Steel Wire Fabric for Concrete Reinforcement” (ASTM A 947) and to the stipulation of [paragraph j](#) regarding measurement of  $f_y$ , except that welded intersections shall be spaced not farther apart than 16 inches (406 mm) in the direction of the principal reinforcement.
- l. Steel pipe or tubing for composite members shall conform to one following:
  - (1) Grade B, ASTM A 53.
  - (2) ASTM A 500.
  - (3) ASTM A 501.
  - (4) Grade specified by the manufacturer and supported by design and test data subject to the approval of the engineer.
- m. Structural steel used in conjunction with reinforcing for composite members shall conform to one of the following:
  - (1) Steel used for tie bars of two block concrete ties shall provide double the corrosion resistance of 1018 steel as determined by ASTM Specification B-117. Corrosion protection systems such as painting or galvanizing, which may be abraded by sharp angular ballast particles, are not acceptable. Minimum thickness of the tie bar shall be 0.236 inch (6 mm).
  - (2) ASTM A 242.
  - (3) ASTM A 440.
  - (4) ASTM A 441.
  - (5) ASTM A 558.
  - (6) Grade specified by manufacturer and supported by design and test data subject to the approval of the engineer.

#### 4.2.4.1 Reinforcement Placement and Spacing

The placement and spacing of reinforcement, prestressing steel and prestressing ducts shall be in accordance with applicable requirements of the AREMA Manual, [Chapter 8, Concrete Structures and Foundations, Part 1, Materials, Tests and Construction Requirements, Article 1.10.5. Spacing of Reinforcement](#), except that tolerances for placing shall meet the requirements of [Article 4.3.2.12](#).

<sup>1</sup> Deformed wire is denoted by the letter “D”, followed by a number indicating the wire is cross sectional area in hundredths of a square inch thus, the minimum size permitted in this specification must have a cross sectional area of 0.04 square inches (26 mm<sup>2</sup>).

## 2.4.2 Supports

Reinforcement, prestressing steel, and ducts shall be accurately placed and adequately supported before concrete is placed and shall be secured against displacement within permitted tolerances. Welding of crossing bars shall not be permitted for assembly of reinforcement unless authorized by the engineer.

## 2.5 TIE PADS (2003)

Tie pads shall be used between the rail and concrete ties to minimize water intrusion and tie abrasion of the rail seat area and to reduce impact and vibration effects on the track structure.

For curves over 2 degrees and for other severe service areas, special consideration must be given to pad selection. Three-part sandwich pads consisting of lower layer foam gasket, intermediate layer abrasion plate, and top layer of shape factored thermoplastic material have been effective for these areas. Two part sandwich pads consisting of lower layer abrasion element and top layer shape factored thermoplastic material, as well as reinforced elastomer one-piece pads, can also be effective.

Hard (>85 Shore A durometer) pads when applied directly to conventional concrete railseats may cause severe railseat abrasion and should be avoided.

### 2.5.1 Requirements

- a. Tie pads shall be of dimensions and materials that are compatible with the fastener and track structure components. Pad material shall provide the required chemical and physical properties to resist effects of environment exposure and traffic loads, and to satisfy requirements of the test specified in Section 4.9, [Testing of Monoblock Ties](#).
- b. Tie pad shall have minimum width equal to the base width of the Rail (+1/8–0 inches) (3 mm). It shall be shaped or have indicators that will provide correct orientation during installation. The thickness of the pad shall not be less than 5 mm.
- c. All pads shall be marked in a permanent manner to indicate manufacturer and pad identification.

### 4.2.5.2 Material Tests

- a. The following suggested tests for elastomeric pads shall be conducted by the vendor from a batch of material used to manufacture the tie pad specimens for qualification testing. Test specimens must be cured in the same manner as the final product. Each specified test shall be conducted and reported on for three samples. All testing shall be conducted by a laboratory approved by the engineer.
- b. These tests have been selected for their suitability and use in laboratory test evaluations of rubber, plastics and composites or laminates of these materials for concrete tie pads. The tests shall be applied to the individual components of laminated pads.
- c. An ASTM comment that appears throughout these test methods is that correlation between the results from these tests and actual service performance is neither given nor implied, because of the wide variations in service conditions. However, many of these test methods are useful in quality control and, in some cases, product specifications.
  - (1) Compression set at 23 degrees C (ASTM D 395)
    - high temp 70 degrees C (ASTM D 395)
    - low temp -20 degrees C (ASTM D 1229)
    - Method B @ 22 hours and constant deflection.
  - (2) Tensile strength and elongation before and after heat aging (ASTM D 412 and ASTM D 573). Heat aging shall be two days @ 160 degrees F (71 degrees C).



- (3) Hardness (ASTM D 2240 - A scale).
- (4) Resistance to fluids such as water, acids, alkali, petroleum oils, and synthetic lubricants (ASTM D 471).
- (5) Vicat softening temperature (ASTM D 1525).
- (6) D-C Resistance or conductance of insulating material (ASTM D 257).
- (7) Tear resistance (ASTM D 624).
- (8) Abrasion resistance (ASTM D 2228 or D 1242).
- (9) Rubber properties in compression and shear (Mechanical oscillograph), (ASTM D 945).

#### 4.2.5.3 Tie Pad Tests

From a lot not less than 10 pads produced, three pads shall be selected at random for laboratory testing. Tie pad tests shall be conducted using a tie block, as described in [Article 4.9.1.15](#), following the Sequence of Design Tests specified in [Article 4.9.1.3](#).

### 4.2.6 INSULATION (1993)

- a. Insulation shall be used where necessary to prevent interference with signal systems and deterioration of the fastening system through electrical leakage. Insulation may be provided by insulators placed at appropriate locations in the fastening assembly or by other acceptable means.
- b. Insulators shall be of dimensions and materials suitable for use with the fastener components. Insulator material shall provide the required chemical and physical properties to resist effects of environment exposure and traffic loads, and to satisfy the requirements of the tests specified in [Section 4.9, Testing of Monoblock Ties](#).

#### 4.2.6.1 Material Tests

For elastomeric insulators, the supplier shall submit results of industry standard tests covering the following properties.

- a. Electrical resistivity (ASTM D 257).
- b. Tensile and elongation (ASTM D 638).
- c. Notched Izod Impact (ASTM D 256).
- d. Heat Deflection Temp. (ASTM D 648).
- e. Flexural Modulus (ASTM D 790).
- f. Flexural strength (ASTM D 790).
- g. Rockwell hardness, R scale.
- h. Water Absorbtion (ASTM D 570).
- i. Resistance to ozone (ASTM D 518).

## 2.7 FASTENINGS (1992)

fastening components, including hardware cast into the tie, shall be suitably resistant to corrosion and able to withstand repeated loads within the railway track environment without fatigue failure or excessive maintenance requirements. Use of metals of widely divergent electrical potential in contact or close proximity to one another is not recommended.

### 2.7.1 Cap Screws and Rail Clips

Cap screws used with rail clips shall be a minimum of 3/4 inch (19 mm) in diameter and of sufficient length to provide a minimum engagement of 1 inch (25 mm) but not exceed 1-1/2 inches (38 mm). They shall have a minimum proof load of 28.4 kips (126.32 kN).

## SECTION 4.3 TIE DIMENSIONS, CONFIGURATION AND WEIGHT

### 4.3.1 SPECIAL CONSIDERATIONS (1992)

#### 4.3.1.1 Track Machinery Limitations

- a. In addition to those considerations covered in Section 4.1, General Considerations, the following maximum dimensions will permit tamping with many present-day ballast tamping machines and will allow other related work to be handled in a mechanized manner:
  - (1) Tie width = 13 inches (330 mm).
  - (2) Tie depth = 10 inches (250 mm).
  - (3) Tie length = 9'-0" (2.740 m).
- b. In order to prevent damage in handling or by tamper feet, the tie configuration shall be such that sharp angles or projections are avoided.

#### 4.3.1.2 Weight

For ease of handling it is recommended that the weight of tie not exceed approximately 800 lb (363 kg).

### 4.3.2 REQUIREMENTS (2007)

#### 4.3.2.1 Length

The overall nominal length of standard production prestressed concrete cross ties shall not exceed 9'-0" (2.740 m), exclusive of prestressing tendons. The nominal length shall not be less than 7'-9" (2.360 m) and 8'-0" (2.440 m) for post-tensioned and pretensioned concrete ties, respectively. A tolerance of +/- 1/4 inch (6.35 mm) from nominal length is permitted.

The overall nominal length for specialty ties such as grade crossing ties and turnout ties may be other than the lengths allowed for standard ties as approved by the Engineer.



#### 4.3.2.2 Width

The minimum width of ballast bearing area of tie shall not be less than 8 inches (200 mm). Width of tie at top surface from rail seat area to end of tie shall not be less than 6 inches (150 mm). The maximum width must not exceed 13 inches (330 mm). Tolerance of  $\pm 1/8$  inch (3.18 mm) from nominal width is permitted.

#### 4.3.2.3 Minimum Depth

The minimum design depth of any section of tie shall not be less than 6 inches (150 mm). A manufacturing tolerance of  $+1/4$  inch and  $-1/8$  inch ( $+6.35$  mm and  $-3.18$  mm) is permitted from design depth.

#### 4.3.2.4 Maximum Depth

Maximum design depth of any section of tie shall not be more than 10 inches (250 mm). A manufacturing tolerance of  $+1/4$  and  $-1/8$  inch ( $+6.35$  mm and  $-3.18$  mm) is permitted from design depth.

#### 4.3.2.5 Track Gauge

The placement of the fastening system in concrete crossties is based on the fastener manufacturer's recommendations and biased by the preferences of the customer. The issue is the distribution of clearances designed into the basic rail seat layout. Many fastenings are shown in recommended layouts with the clearance evenly divided between the field and gauge sides of the rail. Some customers prefer to have all clearance shown on the gauge side since revenue tonnage will ultimately close the clearance on the field side. Often the field to field shoulder spacing is reduced in the initial design to have zero clearance on the field side of the rail.

When concrete crossties are installed, tight gauge can arise even though the ties are manufactured according to a proper design. Concrete ties shall provide for 56.5 inch gauge  $\pm 0.0625$ " exclusive of rail tolerances. From Chapter 4, Rail, Table 4-2-2. Section Tolerances, it can be seen that the allowable variations in the rail can account for significantly greater track gauge variations.

Using an ideal rail section (no plus or minus tolerances) on a tie designed to provide perfect gauge will result in 56.5 inch gauge. Using the same tie with rail with maximum plus tolerances on the head ( $+0.025$ " ), base ( $+0.040$  ), and asymmetry (0.050) would provide tight gauge by  $1/8$ ". A rail with minimum tolerances would provide wide gauge by  $1/8$ ".

In addition, two situations can contribute to tight gauge independent of tie specifications or rail tolerances. The first situation occurs with tie skewing, which can result when ties are not perpendicular to the rail. One half inch of skewing between tie ends on 8'-6" ties will reduce gauge by 0.065". The second situation is warpage in the plastic insulators can remove as much as 0.065" when the rails are not under load.

Fortunately, all of these situations (except for rail tolerances) will improve with tamping and traffic. Insulator warp will usually disappear with modest amounts of traffic.

#### 4.3.2.6 Rail Cant

The rail seat shall provide for a cant of 1 in 40  $\pm 5$  toward center line of tie unless otherwise specified.

#### 4.3.2.7 Rail Seat Plane

The rail seat shall be a flat smooth surface,  $\pm 1/32$  inch (0.80 mm).

#### 4.3.2.8 Differential Tilt of Rail Seats

A differential tilt in the direction of the rail of one rail seat to the other shall (on a width of 6 inches (152.4 mm)) not exceed  $1/16$  inch (1.6 mm).

### 3.2.9 Protrusion of Pretensioning Tendons

stands or wires shall not project more than 1/4 inch (6.4 mm) beyond the ends of the ties, or as specified by the engineer.

### 3.2.10 End of Posttensioning Tendons

To protect against corrosion, the ends of posttensioning tendons shall not protrude beyond the ends of the ties and shall be covered to the extent specified in Article 4.3.2.11 with concrete, epoxy grout or other material approved by the engineer.

### 3.2.11 Concrete Coverage for Corrosion Protection of Reinforcement

The minimum concrete cover of reinforcement, prestressing tendons, ducts, or prestressing end fittings<sup>1</sup> shall be as follows:

Reinforcement when used in Pre-tensioned or Post-tensioned cross ties:	3/4 in. (19 mm)
Reinforcement when used in other cross ties:	Comply with ACI 318 Specifications

**OTE:** Pretensioned, prestressed ties that have been tested after being in service for 40+ years in extreme environmental conditions show no evidence of corrosion to tendons inside the exterior surface of the tie. No evidence suggests that end treatment is necessary to protect pretensioned tendons.

### 3.2.12 Tolerances for Placing Reinforcement

- a. Placement tolerance for reinforcing steel is important to ensure that flexural strength, minimum cover, and electrical requirements are achieved.

The tolerance for depth of placement for conventional reinforcing steel shall be +/- 1/8 inch (+/- 3.18 mm). The tolerance for placement of prestressing steel shall be +/- 1/8 inch (+/- 3.18 mm) vertical and +/- 1/4 inch (+/- 6.4 mm) horizontal. Greater tolerances are allowable, provided the Supplier can show that the tie has adequate flexural strength (with even distribution of tendons), minimum cover is not compromised, and there are no electrical shorts.

- b. The tolerance for longitudinal location of bends in reinforcing bars shall be  $\pm 2$  inches (50 mm).
- c. The tolerance for the location of ends of reinforcing bars shall be  $\pm 1/2$  inch ( $\pm 13$  mm).

### 3.2.13 Surface Finish

- a. The top and side surfaces of the ties shall present a smooth, uniform appearance. A random scattering of surface voids will not be cause for rejection. Heavy concentrations of surface voids or evidence of improper mixing, vibrating or curing will be cause for rejection.
- b. Occasional spalling of a small portion of rail seat shoulders may occur during the stripping operation. Such spalling will not be cause for rejection unless it involves that portion of a shoulder against which the heel of rail fastening clip bears.
- c. Concrete ties or cast in components shall be marked with indented or raised letters or numerals to identify the manufacturer, type of tie, form and cavity, year of manufacture, and date code as approved by the

<sup>1</sup> This does not apply to the ends of pretensioning tendons which may protrude from the end of the tie. See also Article 4.3.2.9.



engineer. If ties are intended for use with grade crossing panels, only indented letters or numerals shall be allowed for those areas to be in contact with panels.

## SECTION 4.4 FLEXURAL STRENGTH OF PRESTRESSED MONOBLOCK TIES

### 4.4.1 FLEXURAL PERFORMANCE REQUIREMENTS FOR PRESTRESSED MONOBLOCK DESIGNS (1993)

#### 4.4.1.1 Bending Moments

- Figure 30-4-3 gives the unfactored positive bending moment at the centerline of the rail seat for tie lengths of 7'-9", 8'-0", 8'-6" and 9'-0" (2.360, 2.440, 2.590 and 2.740 m) for various tie spacings.
- Bending moments may be interpolated for other tie lengths.
- Requirements for factored design flexural values are obtained by the method described in Article 4.4.1.2.

#### 4.4.1.2 Factored Design Flexural Values

- In consideration of the influence of speed and annual tonnage on tie design, the factored design flexural capacity may be determined from:

$$M = B.V.T.$$

where:

M = the factored design positive bending moment at the center of the rail seat

B = the bending moment in inch kips (kN-m) taken from Figure 30-4-3. For a particular tie length and spacing

V = is the speed factor obtained from Figure 30-4-4

T = the tonnage factor obtained from Figure 30-4-4

- The use of strain attenuating tie pads in the rail fastening system has been shown to reduce positive bending moments. The factored design flexural capacity value, M, may, therefore, be reduced at the option of the engineer.
- Factored design rail seat negative, tie center negative and tie center positive bending moments may be calculated from the factored design positive bending moment M, using the factors found in Table 30-4-1 and interpolating if necessary.

**Table 30-4-1. Bending Moment Calculations**

Tie Length	Rail Seat Negative	Center Negative	Center Positive
7'-9" (2.360 m)	0.72M	1.13M	0.61M
8'-0" (2.440 m)	0.64M	0.92M	0.56M
8'-6" (2.590 m)	0.53M	0.67M	0.47M
9'-0" (2.740 m)	0.46M	0.57M	0.40M

**ANEXO N°7: TOLERANCIAS DIMENSIONALES DE LOS RIELES SEGÚN LA  
NORMA AREMA**

2.1.4.2 Low Alloy Rail Steel

a. Product/Analysis for Low Alloy Rail Steel

Table 4-2-1-4-2a. Product/Chemical Analysis Table for Low Alloy Rail Steel

Elements	Notes	Chemical Analysis Weight Percent Note 1				Product Analysis, Weight Percent Allowance Beyond Limits of Specified Chemical Analysis	
		Standard Strength		Intermediate and High Strength		Under Minimum	Over Maximum
		Minimum	Maximum	Minimum	Maximum		
Carbon		0.72	0.82	0.72	0.82		
Manganese		0.80	1.10	0.70	1.25		
Phosphorus	2		0.020		0.020		
Sulfur	3		0.020		0.020		
Chromium		0.25	0.40	0.40	0.70		
Silicon		0.10	0.50	0.10	1.00		
Nickel	5		0.15		0.15		
Molybdenum			0.050		0.050		
Vanadium			0.010		0.010		
Aluminum			0.005		0.005		
Copper	5		0.40		0.40		
Other	4						

Note 1: The chemical composition of low alloy intermediate and head-hardened rails will be subject to the requirements of standard strength low alloy rails, except as approved in writing by the purchaser. Any alteration of the chemical composition may require modification of welding procedures.

Note 2: Up to 5% of the order may exceed 0.020 if purchaser and supplier agree, but in no case may the phosphorus exceed 0.025.

Note 3: Up to 5% of the order may exceed 0.020 if purchaser and supplier agree, but in no case may the sulfur exceed 0.025.

Note 4: Additional elements may be included in the chemistry and chemical analysis when agreed upon by the purchaser and the supplier.

Note 5: Copper content between 0.30 and 0.40 shall be acceptable if the ratio of nickel to copper > 1 : 3.



b. Hardness of Low Alloy Rail Steel

**Table 4-2-1-4-2b. Rail Hardness Table for Low Alloy Rail Steel**

Type of Rail	Minimum Surface Brinell Hardness, HB
Standard Strength Rail	310
Intermediate Strength Rail	325
High Strength Rail	370
Note 1: Hardness specified above shall be maintained in the head area only.	
Note 2: A fully pearlitic microstructure shall be maintained in the head.	
Note 3: If 410 HB is exceeded, the microstructure through the head shall be examined at 100X or higher for confirmation of a fully pearlitic microstructure in the head.	
Note 4: No untempered martensite shall be present within the rail.	

c. Tensile Properties of Low Alloy Rail Steel

**Table 4-2-1-4-2c. Tensile Properties Table for Low Alloy Rail Steel**

Description	Standard	Intermediate Strength	High-Strength
Yield Strength, ksi, minimum	74.0	80.0	120.0
Tensile Strength, ksi, minimum	142.5	147.0	171.0
Elongation in 2 inches, percent, minimum	10 Note 1	8.0	10 Note 1
Note 1: Up to 5% of the order may be less than 10% elongation if purchaser's authorized representative and supplier agree, but in no case may the elongation be less than 9%.			

d. Welding of Low Alloy Rail Steel

Welding of rails welded manufactured to this chemistry do not require post heating or quenching to achieve hardness.



2.1.5 SECTION (2003)

Table 4-2-2. Section Tolerances

Description	Tolerance, Inches			
	Rail		Trackwork Rail	
	Plus	Minus	Plus	Minus
Height of rail (measured within one foot from end)	0.030	0.015	0.030	0.015
Width of rail head (measured within one foot from end)	0.025	0.025	0.015	0.015
Thickness of web	0.040	0.020	0.040	0.020
Fishing template standout	0.060	0.000	0.030	0.000
Asymmetry of head with respect to base	0.050	0.050	0.030	0.030
Width of base	0.040	0.040	0.030	0.030
Flange height	0.025	0.015	0.015	0.015
<p>Note 1: Base concavity shall not exceed 0.010 inch. Convexity is not permitted.</p> <p>Note 2: No variation will be allowed in dimensions affecting the fit of the joint bars, except that the fishing template may stand out not to exceed 0.060 inch laterally.</p> <p>Note 3: All four corners of the rail base shall have the radii according to the drawing <math>\pm 1/32</math> inch. Any disputes shall be analyzed on an Optical Comparator.</p> <p>Note 4: The section of the rails to be used in AREMA trackwork shall conform to the design specified by the purchaser subject to the tolerances listed under trackwork rail above.</p> <p>Note 5: Head radius to be within (<math>\pm</math>) 2 inches per <a href="#">Figure 4-2-40</a>.</p> <p>Note 6: On up to 5% of the order, the height of the rail plus tolerance can be between 0.030 and 0.040 inches, if the purchaser's authorized representative and the manufacturer agree. This exception does not apply to trackwork rail.</p>				



**ANEXO N°8: REQUISITOS DE ACEPTACIÓN DE LAS SOLDADURAS SEGÚN LA  
NORMA AREMA**

specifications. The following is intended to cover initial process qualification and routine quality assurance requirements and procedures.

### 3.14.2 MANUFACTURE (2003)

3.14.2.1 The thermite weld shall be made according to the manufacturer's instructions for the specific thermite welding process being used. Details of such processes are to be obtained from the manufacturer of the thermite welding kit.

3.14.2.2 Workers who perform thermite welding shall be trained to perform the operation by a qualified instructor.

### 3.14.3 WELD INTEGRITY REQUIREMENTS (2003)

#### 3.14.3.1 Ultrasonic Acceptance

The weld between the two joining rail ends shall be accepted if it has no reflective surface greater than 1/8 inch.

#### 3.14.3.2 Visual Acceptance

The outside weld surface shall be free from any detrimental discontinuities as compared to a typical as cast surface finish.

#### 3.14.3.3 Weld Hardness

The hardness of the weld metal shall be within +/- 30 BHN points of the manufacturer's specified hardness for the specific welding kit being used.

#### 3.14.3.4 Weld Finished Dimensional Tolerances of the Railhead

3.14.3.4.1 Vertical Offset	0.060 inch maximum
3.14.3.4.2 Horizontal Offset	0.060 inch maximum
3.14.3.4.3 Horizontal Kink	0.025 inch maximum
3.14.3.4.4 Vertical Crown	+0.060 inch maximum, -0.000 inch maximum
3.14.3.4.5 Combined Horizontal Offset and Kink	0.060 inch maximum
3.14.3.4.6 Combined Vertical Offset and Crown	0.090 inch maximum

Where an allowable offset or kink exists, taper grinding to create a smooth transition is recommended.

#### 3.14.3.5 Weld Finish

The railhead shall be ground smooth on the running surface and the field and gage sides. The base riser break off area shall be ground flush with the weld collar. Other than the smoothing of the base riser break off area, the as cast geometry of the thermite weld should be left intact.

#### 3.14.3.6 Weld Microstructure

The presence of martensite is not acceptable at any location in the weldment.



**3.14.3.7 Slow Bend Test Results**

<u>Rail Grade</u>	<u>Modulus of Rupture</u>	<u>Deflection</u>
Standard Carbon	110,000 psi minimum	0.90 inch minimum
High Strength	120,000 psi minimum	0.60 inch minimum



**3.14.4 WELD INTEGRITY TEST PROCEDURES (2003)**

**3.14.4.1 Ultrasonic Testing**

The thermite weld shall be tested ultrasonically in accordance with the most common industry test practice for the ultrasonic inspection of rail.

**3.14.4.2 Visual Inspection**

The thermite weld shall be visually inspected by an experienced inspector familiar with typical as cast surface finishes. The procedure for visual inspection shall be similar to the procedure for magnetic particle inspection described in [Article 3.12.4.4](#) of this chapter.

**3.14.4.3 Weld Hardness Testing**

The thermite weld shall be tested for hardness by the hardness testing method described in [Article 2.1.3.2](#) of this chapter. The hardness test to verify weld metal hardness is to be taken on the running surface at the center of the weld fusion zone.

**3.14.4.4 Weld Finished Dimensional Tolerance Inspection**

The thermite weld is to be inspected for dimensional tolerance using a 3' straight edge centered on the weld and a taper gauge.

**3.14.4.5 Weld Finish Inspection**

The thermite weld shall be visually inspected in addition to the above to verify that the base riser break off area has been smoothed.

**3.14.4.6 Weld Microstructure Testing**

If weld metal hardness exceeds 410 BHN, the weld shall be examined at 100X or higher for confirmation of a fully pearlitic microstructure.

**3.14.4.7 Slow Bend Testing**

The thermite weld is to be slow bend tested in accordance with the slow bend test procedure described in [Article 3.11.3.6](#) of this chapter.



**ANEXO N°9: REQUISITOS SUPLEMENTARIOS DE LAS SOLDADURAS SEGÚN  
LA NORMA AREMA**

- (2) The Brinell hardness of the rails shipped by heat numbers, and the hardness pattern for hardened rails as agreed upon by purchaser and manufacturer. (See [Paragraph 2.1.4.](#))
- (3) The method of hydrogen elimination.
- (4) A shipping statement of the rails shipped which will include the number of pieces of each length, and the total tons shipped in each vehicle (rail car or ship).
- (5) A statement that all rails supplied meet the ultrasonic requirements. (See [Paragraph 2.1.8.](#))
- (6) A statement that all macroetched samples representing the rails supplied meet the Macroetch requirements. (See [Paragraph 2.1.9.](#))



**2.1.15 MARKINGS (2007)**

- a. High-strength rails shall be marked by either a metal plate permanently attached to the neutral axis, hot stamped, or in the brand which gives the manufacturer, type and/or method of treatment. Heat treated rail shall be paint-marked orange. Alloy rail shall be paint-marked aluminum color.
- b. Non AREMA (Industrial Quality) rails shall be paint-marked yellow.
- c. Short rails (less than 80 feet) shall be paint-marked green.
- d. Trackwork rails shall be paint-marked white.
- e. Rail length shall be painted on the end faces or in a manner acceptable to the purchaser or manufacturer.
- f. Individual rails shall be paint-marked only one color, according to the order listed above.
- g. Industrial Quality (IQ) rails shall be permanently identified by grinding diagonally through every “RE” or other designation within the rails’ branding. Each designation brand shall be ground or milled diagonally from the top right-hand corner to the bottom left-hand corner, a minimum of 1/4” in width and to within 0.010” of the parent rail web surface.



**2.1.16 LOADING (1993)**

All rails shall be handled carefully to avoid damage and shall be loaded with the branding on all rails facing the same direction. Rails of different markings shall not be intermixed in loading, but shall be segregated and loaded head up. If there are not enough rails of one marking for a full car, smaller groups consisting of tiers of different markings as approved by the purchaser, may be loaded onto one car.

**2.1.17 SUPPLEMENTARY REQUIREMENTS (1988)**

The following supplementary requirements shall apply only when specified by the purchaser in the inquiry, order, and contract.

**2.1.17.1 End Hardening**

The drilled ends may be specified to be end hardened. When so specified, end hardening and chamfering shall be in accordance with [paragraph a](#) through [paragraph g](#).

- a. End-hardened rails may be hot stamped with letters "CH" in the web of the rail ahead of the heat number.
- b. Water shall not be used as a quenching medium except in oil-water or polymer-water emulsion process approved by the purchaser.
- c. Longitudinal and transverse sections showing the typical distribution of the hardness pattern produced by any proposed process shall, upon request of purchaser, be submitted for approval before production on the contract is started.
- d. The heat-affected zone defined as the region in which the hardness is above that of the parent metal shall cover the full width of the rail head and extend longitudinally a minimum of 12 inches from the end of the rail. The effective hardness zone 2 inch from the end of the rail shall be at least 3 inch deep.
- e. The hardness measured at a spot on the center line of the head 3 inch to 2 inch from the end of the rail shall show a Brinell hardness number range of 341 to 401 when decarburized surface has been removed. A report of hardness determination representing the product shall be given to the purchaser or his representative.
- f. The manufacturer reserves the right to retreat any rails which fail to meet the required Brinell hardness number range.
- g. Chamfering rail ends shall be done in such a manner as will avoid formation of grinding cracks.

**2.1.17.2 Manual Ultrasonic Testing**

- a. The rail may be specified by the purchaser to be ultrasonically tested for internal imperfections subject to the provisions of [paragraph b](#).
- b. Manual Ultrasonic Test of Web at the Rail Ends for Weld Plant Application.
  - (1) Manual End testing shall be performed using standard ultrasonic testing equipment acceptable to the purchaser and manufacturer.
  - (2) The search unit shall be a standard dual element crystal or similar transducer acceptable to the purchaser and manufacturer.
  - (3) The calibration test block shall be of the following characteristics: Material 4340 AISI Steel/Nickel plated, manufactured in accordance with ASTM E428. As an alternate, reference standards may be fabricated from a section of rail as agreed upon between the purchaser and manufacturer.
  - (4) Dimensions of the calibration test block and calibration references shall be agreed upon by the purchaser and manufacturer. (For calibration reference the recommended thickness of the block should approximate the thickness of the rail web and contain a 1/16 inch flat bottom hole drilled to one-half the thickness.)
  - (5) Calibration of the instrument shall be performed before the commencement of testing, every 100 rail ends thereafter, and after any test delay exceeding 30 minutes.
  - (6) When the search unit is coupled to the calibration test block, the indication height from the calibration reference shall serve as a reference level for the test. (Recommended reference levels should appear from 40% to 80% of the maximum height on the cathode ray tube graticule.)
  - (7) Couplant shall be distributed over the entire web area at least 12 inches from the end of the rail and the search unit moved over the entire area in vertical and/or horizontal sweeps.



- (8) An indication equal to or exceeding the reference level shall be cause for rejection.
- (9) Rejected rails may be cut back to sound metal as indicated by the ultrasonic testing, subject to the length restrictions in Paragraph 2.1.11.

**2.1.18 APPENDIX 1 (1993)**

Inasmuch as the controlled cooling of rails has proved a successful method for the elimination of hydrogen, the following procedure is presented as one which will meet the requirements of Paragraph 2.1.7, paragraph a.

- a. All rails shall be cooled on the hot beds or runways until full transformation is accomplished and then charged immediately into the containers. In no case should the rail be charged at a temperature below 725 degrees F.
- b. The temperature of the rails before charging shall be determined at the head of the rail at least 12 inches from the end.
- c. The cover shall be placed on the container immediately after completion of the charge and shall remain in place for at least 10 hours. After removal or raising of the lid of the container, no rail shall be removed until the temperature of the top layer of rails has fallen to 300 degrees F or lower.
- d. The temperature of an outside rail or between an outside rail and the adjacent rail in the bottom tier of the container, at a location not less than 12 inches nor more than 36 inches from the rail end, shall be recorded. This temperature shall be the control for judging rate of cooling.
- e. The container shall be so protected and insulated that the control temperature shall not drop below 300 degrees F in 7 hours for rails 100 lbs per yd in weight or heavier from the time the bottom tier is placed in the container and 5 hours for rails of less than 100 lbs per yd in weight. If this cooling requirement is not met, the rails shall be considered control-cooled, provided that the temperature at a location not less than 12 inches from the end of a rail at approximately the center of the middle tier does not drop below 300 degrees F in less than 15 hours.
- f. The manufacturer shall maintain a complete record of the process for each container of rails.

**2.1.19 APPENDIX 2 (1994)**

These photomicrographs are intended to supplement the Macroetch standards presented in Paragraph 2.1.9 and depict rejectionable conditions. The macrographs are presented in the order found in Table 4-2-3.

**2.1.20 APPENDIX 3 (2004)**

The figures in this paragraph represent drawings of gages for determining compliance with AREMA rail section tolerances per Article 2.1.5. The gage drawings are presented in the order found in Table 4-2-4.

