

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



**PROCESO CONSTRUCTIVO DE VIADUCTO CON VIGA CAJON
POSTENSADA DE SECCION VARIABLE, CIMENTADO SOBRE
PILOTES EXCAVADOS - PROYECTO TREN ELECTRICO**

**TOMO I
TESIS**

**Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL**

HUMBERTO ALOSILLA OLVEA

Lima- Perú

2015

	Pág.
RESUMEN.....	5
LISTA DE CUADROS	7
LISTA DE TABLAS	8
LISTA DE FIGURAS.....	9
INTRODUCCIÓN.....	14
CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES	16
1.1 BREVE RESEÑA HISTÓRICA DE LOS PUENTES EN EL PERÚ.....	16
1.2 FACTORES INFLUYENTES EN LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES.....	21
CAPÍTULO II: CONDICIONES DEL PROYECTO	25
2.1 FICHA DE RESUMEN	25
2.1.1 Datos Generales del Proyecto	25
2.1.2 Presupuesto de la construcción del Puente	26
2.1.2 Plazo de Ejecución de Trabajos.....	26
2.2 SITUACIÓN GEOGRÁFICA	28
2.2.1 Ubicación.....	28
2.2.2 Evaluaciones del sitio	28
2.3 CONDICIONES GENERALES DEL CRUCE ESPECIAL SAN CARLOS... ..	31
2.3.1 Características del Puente.....	31
CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO.....	38
3.1 CIMENTACIONES PARA PUENTES	38
3.2 TIPO DE CIMENTACIONES.....	39
3.2.1 Cimentaciones Profundas.....	39
3.2.1.1 <i>Pilote</i>	39
3.2.1.2 <i>Pilotes excavados</i>	30
3.2.2 Cimentaciones Superficiales.....	41
3.2.2.1 <i>Zapatas</i>	42
3.3 SUBESTRUCTURA DEL PUENTE.....	44
3.3.1 Columnas	44
3.4 SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE.....	46
3.4.1 Viga Cajón.....	46

3.4.1.1 Beneficios de la viga Cajón.....	47
3.4.1.2 Características de la sección Cajón.....	47
3.5 CONCRETO POSTENSADO.....	52
3.5.1 Pérdidas de fuerza por tensado.....	53
3.5.2 Características del concreto postensado.....	55
CAPÍTULO IV: INGENIERÍA DEL DISEÑO	56
4.1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA.....	56
4.1.1 Estudios Geotécnicos Sector B.....	57
4.1.2 Estudios Geofísicos Sector B.....	58
4.2 INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA	59
4.2.1 Cuadro de Poligonal de apoyo.....	59
4.2.2 Descripción del trabajo	61
4.3 ANÁLISIS DE INGENIERÍA	63
4.3.1 Descripción.....	63
4.3.2 Materiales	63
4.3.3 Normas de diseño.....	64
4.3.4 Cargas.....	64
4.3.5 Combinaciones de carga	66
4.3.6 Diseño de cimentaciones y subestructura.....	68
4.3.7 Diseño de superestructura.....	79
4.3.8 Diseño de Bordes Típicos.....	84
4.3.9 Diseño de canaletas	87
CAPÍTULO V: MÉTODO CONSTRUCTIVO.....	90
5.1 PROCESOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CRUCE ESPECIAL.....	89
5.1.1 Trabajos topográficos	89
5.1.2 Trabajos geotécnicos.....	91
5.1.3 Ejecución de pilotes.....	93
5.1.4 Excavación de zapatas.....	107
5.1.5 Colocación de acero en zapatas.....	109
5.1.6 Izaje y colocación de armadura de para columna.....	110
5.1.7 Vaciado de zapatas.....	114
5.1.8 Encofrado de columna.....	117
5.1.9 Vaciado de concreto en Columna.....	119

5.1.10 Relleno y compactación de zapatas.....	122
5.1.11 Construcción de cabezales.....	125
5.1.12 Colocación de dispositivos de apoyo.....	129
5.1.13 Construcción de viga cajón en cruce especial.....	131
5.1.13.13 Postensado de viga cajón.....	154
5.2 EQUIPOS UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE.....	161
5.2.1 Pilotaje.....	161
5.2.2 Excavación y construcción de zapatas	163
5.2.3 Construcción de columnas.....	164
5.2.4 Construcción de viga cajón.....	164
5.2.5 Postensado de viga cajón.....	167
5.3 MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DEL CRUCE ESPECIAL SAN CARLOS.....	169
5.3.1 Acero $F'y=4200 \text{ Kg/cm}^2$	169
5.3.2 Concreto.....	169
5.3.3 Aditivos para concreto	170
5.3.4 Grout nivelante	170
5.3.5 Accesorios de neopreno	170
5.3.6 Anclajes de barras 36 mm	171
5.3.7 Cables de postensado.....	171
5.3.8 Anclajes para cables.....	171
5.4 TÉCNICA CONSTRUCTIVA APLICADA AL SONNEVILLE.....	172
5.4.1 Equipos a utilizarse.....	174
5.4.2 Descripción de actividades	175
5.4.3 Comparación sistema LVT-Balasto.....	181
5.5 PROBLEMAS ENCONTRADOS DURANTE LA EJECUCIÓN	188
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	195
6.1 CONCLUSIONES.....	195
6.2 RECOMENDACIONES.....	197
BIBLIOGRAFÍA.....	199
ANEXOS.....	200

ANEXO A:

- Informe de Estudios Geotécnicos del cruce especial San Carlos
- Informe Topográfico

ANEXO B:

- Carta de permiso de uso de información – propiedad de AATE
- Presupuesto del Cruce especial San Carlos
- Cronograma contractual vs cronograma ejecutado
- Detalle del Presupuesto de los Módulos

ANEXO C:

- Memoria de cálculo Tramo S – Modulo MS12
- Memoria de cálculo Pilotes – Estación San Carlos
- Apuntalamiento especial losa de fondo viga cajón y plataforma de pasajeros
- Postensado de vigas cajones del modulo MS12

ANEXO D:

Planos:

- Perfil Geotécnico
- Cimentaciones
- Subestructura
- Superestructura

RESUMEN

El Perú actualmente goza de un respetable crecimiento económico en la región, que ha sido impulsado gracias a proyectos como la construcción de la línea 1 del Metro de Lima. Ante la problemática del transporte en Lima, el gobierno ha decidido continuar con este tipo de proyectos. El motivo de la tesis; el Cruce especial San Carlos es un tramo de 164 metros de longitud, que forma parte de los 34 Kilómetros de la línea 1. Este tramo de viaducto está cimentado sobre pilotes, siendo los de mayor profundidad de unos 35 metros, posee cuatro vanos construidos a través de falsos puentes, la superestructura es de viga cajón postensada.

El presente trabajo muestra un procedimiento para la construcción del viaducto como un cruce especial y no en forma tradicional y típica como se viene construyendo casi la totalidad del viaducto; que es utilizando vigas prefabricadas de 25 a 35 metros de longitud. La modulación del cruce San Carlos y sus módulos contiguos consideran la intersección con el futuro Periférico Vial Norte, el cual cruzará al eje del viaducto en el módulo MS12 – Estación San Carlos (Intersección de las avenidas Próceres de la Independencia con la Av. El Sol). De esta manera el vano central tiene una longitud de 55 m y un gálibo máximo de 5 m. cumpliendo con lo exigido por el municipio de Lima, para no interferir con sus futuros proyectos.

La solución estructural planteada para este módulo está conformada a partir de vigas de concreto postensado de sección cajón de sección variable, la superestructura es continua con uniones monolíticas con la subestructura en los pilares intermedios. Esta configuración resulta en una estructura hiperestática, con excelente comportamiento bajo solicitaciones sísmicas. El módulo MS12 (Cruce San Carlos), se extiende entre los pilares S48, S49, S50, S51 y S52. La distancia entre los ejes de los pilares son respectivamente 34m + 35m + 55m + 40m; siendo el vano central de 55m el que cruza la Av. El Sol.

El peralte de la viga es constante de 2.3 m para el tramo S48-S49 y variable para los tramos S49-S50-S51-S52. En estos últimos tramos el peralte varía

parabólicamente con un máximo de 4.5 m sobre los pilares S50 y S51 y un mínimo de 2.3 m en la zona de máximos momentos positivos.

La sección típica consta de una viga cajón de una sola celda con un ancho total de 8.36 m. La losa del tablero es de espesor variable, con un espesor mínimo de 200 mm (centro del tablero y extremo de volados) y un máximo de 450 mm (sobre las almas). Las almas son de espesor uniforme de 400 mm.

La losa inferior tiene un ancho de 5 m, el espesor de la losa tiene un mínimo de 200 mm en la zona de flexión positiva, y se incrementa a 400 mm en la zona de máximos momentos negativos sobre el pilar S49 y a 600 mm en la zona de máximos momentos negativos sobre los pilares S50 y S51.

El autor de la presente tesis, ha formado parte del equipo del Supervisor en las obras del proyecto del Tren Eléctrico Tramo 2. Los cálculos, programación, planificación han sido elaborados por el contratista y se presentan a manera de respaldo para el proceso constructivo del cruce San Carlos, motivo de la tesis.

LISTA DE CUADROS

	Pág.
Cuadro N° 3.1: Ventajas del concreto pre-esforzado	54
Cuadro N° 4.1: Datos de la Nivelación.....	59
Cuadro N° 4.2: Datos de la poligonal de apoyo	60
Cuadro N° 4.3: Cargas muertas empleadas	65
Cuadro N° 4.4: Factores de Combinación de Carga según AASHTO LRFD.....	67
Cuadro N° 4.5: Factores de Carga Permanente γ_p	67
Cuadro N° 4.6: Factores de reducción de la capacidad del pilote	69
Cuadro N° 4.7: Pilotes en el Cruce especial San Carlos.....	70
Cuadro N° 4.8: Factores de Forma (C)	85
Cuadro N° 4.9: Valores de IM.....	89

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla N° 2.1: Valores comparativos de los presupuestos	26
Tabla N° 2.2: Matriz de toma de decisiones.....	27
Tabla N° 2.3: Movimientos Vehiculares	29
Tabla N° 4.1: Resumen de los Sondajes de Perforación Diamantina.....	57
Tabla N° 4.2: Resumen del ensayo MASW	58
Tabla N° 5.1: Cantidad de ensayos realizados a pilotes	107
Tabla N° 5.2: Dosificación para lechada de inyección.....	157
Tabla N° 5.3: Diámetro mínimo de doblado	170
Tabla N° 5.4: Diseño de concreto $f'c=250$ kg/cm ²	181

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Fig. N° 1.1: Construcción del puente Salinas y accesos, Amazonas, Perú	17
Fig. N° 1.2: Puente Tingo, Carretera Interoceánica Norte, Perú	17
Fig. N° 1.3: Viaducto de New York en los años 1890.....	19
Fig. N° 1.4: Viaducto inconcluso de la Línea 1 – Tramo 1 Metro de Lima	20
Fig. N° 1.5: Construcción del Viaducto Línea 1 – Tramo 1 Metro de Lima	20
Fig. N° 2.1: Módulo MS12 cruce San Carlos	28
Fig. N° 2.2: Módulo Estación San Carlos.....	31
Fig. N° 2.3: Elevación Módulo MS12 Estación San Carlos	32
Fig. N° 2.4: Elevación Pilar S48 (el S52 es similar).....	34
Fig. N° 2.5: Elevación Pilar S49.....	34
Fig. N° 2.6: Elevación Pilar S50 (el S51 es similar).....	35
Fig. N° 2.7: Sección Transversal Viga cabezal S48 y S52	35
Fig. N° 2.8: Sección Transversal Viga cabezal S49	36
Fig. N° 2.9: Sección Transversal Viga cabezal S50 y S51	36
Fig. N° 2.10: Sección Transversal Tablero S50 y S51	37
Fig. N° 2.11: Sección Transversal Tablero S49	37
Fig. N° 3.1: Pilotes de gran diámetro	40
Fig. N° 3.2: Cimentación Superficial	41
Fig. N° 3.3: Clasificación de columnas.....	45
Fig. N° 3.4: Secciones transversales tipo cajón	50
Fig. N° 3.5: Secciones transversales tipo cajón para 4 carriles.....	51
Fig. N° 4.1: Viaducto elevado Tren Eléctrico–Vista General del Módulo MS12 ..	63
Fig. N° 4.2: Carga viva I.....	65
Fig. N° 4.3: Carga viva II.....	66
Fig. N° 4.4: Módulo MS12- Estación San Carlos	68
Fig. N° 4.5: Estribos del Pilote	71
Fig. N° 4.6: Sección de Pilote	72
Fig. N° 4.7: Acero de Refuerzo Típico – Pilotes.....	72
Fig. N° 4.8: Planta de la Cimentación Típica de las zapatas - Ejes S48 & S52 ..	73
Fig. N° 4.9: Planta de la Cimentación Típica de las zapatas - Ejes S49, S50 & S51	74
Fig. N° 4.10: Sección Transversal de la columna S48 y S52	75
Fig. N° 4.11: Sección Transversal de la columna S49	76

Fig. N° 4.12: Sección Transversal de las columnas centrales S50 Y S51.....	76
Fig. N° 4.13: Sección Transversal de la columna S49P y S51P.....	77
Fig. N° 4.14: Sección transversal típica de la Viga Cabezal.....	77
Fig. N° 4.15: Sección transversal típica de la Viga Cabezal en Pilar S48-52	78
Fig. N° 4.16: Sección transversal típica de la Viga Cabezal en Pilar S49	78
Fig. N° 4.17: Sección transversal típica de la Viga Cabezal en los pilares S50 y S51.....	78
Fig. N° 4.18: Sección transversal típica del tablero	79
Fig. N° 4.19: Sección transversal del Tablero sobre Pilares S50 y S51	80
Fig. N° 4.20: Sección transversal del Tablero sobre Pilar S49.....	80
Fig. N° 4.21: Viga 2.00m Peralte- sección para tramos de 12.00 y 35.00 m	81
Fig. N° 4.22: Viga 2.00m Peralte- sección para Tramos de 17m.....	81
Fig. N° 4.23: Sección en Tramo Central (55m)	82
Fig. N° 4.24: Sección Transversal en Tramos Lateral (S49-S50).....	82
Fig. N° 4.25: Distribución de tendones de Post-Tensado en el Centro del tramo S50 - S51	83
Fig. N° 4.26: Distribución de tendones de Post-Tensado sobre Pilares S50 - S51	83
Fig. N° 4.27: Distribución de Anclajes de post-Tensado en Extremos del Módulo MS12.....	84
Fig. N° 4.28: Caso I	86
Fig. N° 4.29: Caso II	86
Fig. N° 4.30: Ubicación de las canaletas en el Viaducto	87
Fig. N° 4.31: Carga Viva I	88
Fig. N° 4.32: Carga Viva II	88
Fig. N° 5.1: Estabilización de taludes con lechada de cemento	92
Fig. N° 5.2: Limpieza y compactación previa al ensayo DPL	94
Fig. N° 5.3: Verificación de la colocación de la camisa mediante unas guías	95
Fig. N° 5.4: Colocación de la camisa rotando con la KDK.....	96
Fig. N° 5.5: Verificación de la posición de la camisa por parte de topografía	97
Fig. N° 5.6: Perforación de un pilote	97
Fig. N° 5.7: Lectura de la profundidad de la perforación	98
Fig. N° 5.8: Colocación de la armadura del pilote	99
Fig. N° 5.9: Armadura trabada con la camisa a través de una barra horizontal..	99
Fig. N° 5.10: Soldadura en los traslapes que unen 2 armaduras del pilote	100

Fig. N° 5.11: Colocación de tubos de PVC para facilitar el descabezado	100
Fig. N° 5.12: Tuberías Tremie	101
Fig. N° 5.13: Vaciado del pilote.....	102
Fig. N° 5.14: Perforaciones del barreno para el descabezado del pilote	103
Fig. N° 5.15: Fracturación de la cabeza del pilote con el quebrantador	104
Fig. N° 5.16: Izaje del cabezal fracturado	104
Fig. N° 5.17: Cabeza de Pilote con superficie de impacto.....	106
Fig. N° 5.18: Sensores de tensión y aceleración	107
Fig. N° 5.19: Dispositivo de carga.....	107
Fig. N° 5.20: Excavación inicial para zapata con pilotes	109
Fig. N° 5.21: Vaciado de Solado para zapatas	110
Fig. N° 5.22: Armadura de acero para zapatas.....	111
Fig. N° 5.22a: Armadura de acero para zapatas.....	112
Fig. N° 5.23: Izaje de columnas	114
Fig. N° 5.24: Colocación final de columna en zapata	114
Fig. N° 5.25: Vaciado de concreto en zapatas.....	117
Fig. N° 5.26: Proceso de vaciado de concreto en zapatas.....	117
Fig. N° 5.27: Proceso de encofrado de columnas	119
Fig. N° 5.28: revisión topográfica de verticalidad en columnas	120
Fig. N° 5.29: Vaciado de concreto en columnas	122
Fig. N° 5.30: Inicio de relleno en zapatas	124
Fig. N° 5.31: Compactación del relleno en zapatas	125
Fig. N° 5.32: Fin del relleno de zapatas	125
Fig. N° 5.33: Pruebas de Densímetro para relleno.....	126
Fig. N° 5.34: Construcción de viga cabezal para puente.....	129
Fig. N° 5.35a: Trazo y replanteo de ejes y dimensiones	131
Fig. N° 5.35b: Escarificado de la superficie.....	131
Fig. N° 5.35c: Superficie saturada con agua.....	131
Fig. N° 5.35d: Encofrado	131
Fig. N° 5.35e: Preparación de la mezcla de grout.....	131
Fig. N° 5.35f: Colocación del grout	131
Fig. N° 5.35g: Desencofrado	132
Fig. N° 5.35h: Colocación del neopreno	132
Fig. N° 5.36: Vista del encofrado del Cruce especial San Carlos.....	134
Fig. N°5.36a: Vista de la Sección longitudinal del tramo central	135

Fig. N°5.36b: Vista de la Planta sobre el vano central	136
Fig. N°5.36c: Vista de la sección transversal del tramo central.....	137
Fig. N° 5.37: Encofrado del fondo de viga cajón	137
Fig. N° 5.38: Encofrado lateral de almas viga cajón.....	138
Fig. N° 5.39: Encofrado de las alas de viga cajón.....	139
Fig. N° 5.40: Detalle del sistema de soporte de alas en Andén de Pasajeros ..	139
Fig. N° 5.41: Ventana de inspección.....	140
Fig. N° 5.42: Colocación de armadura de refuerzo	141
Fig. N° 5.43: Colocación de ductos de postensado.....	143
Fig. N° 5.44: Colocación de Chimeneas de inyección.....	143
Fig. N° 5.45: Colocación de espiral de refuerzo y botella de anclaje.....	144
Fig. N° 5.46: Encofrado interno de viga cajón.....	145
Fig. N° 5.47: Encofrado losa superior de viga cajón	145
Fig. N° 5.48: Acero losa superior de viga cajón	146
Fig. N° 5.49: Sección transversal de los ejes S48 al S52.....	147
Fig. N° 5.50: Secuencia de vaciado de viga cajón	148
Fig. N° 5.51: Secuencia de vaciado vista transversal de viga cajón.....	149
Fig. N° 5.52: Secuencia de vaciado 1, 2, 3, 4	150
Fig. N° 5.53: Secuencia de vaciado 5, 6, 7, 8,	151
Fig. N° 5.54: Secuencia de vaciado 9, 10, 11	152
Fig. N° 5.55: Secuencia de vaciado 12, 13, 14, 15	153
Fig. N° 5.56: Secuencia de vaciado 16, 17, 18, 19	154
Fig. N° 5.57: Secuencia de vaciado 20, 21, 22	154
Fig. N° 5.58: Secuencia de vaciado de Viga Cajón.....	155
Fig. N° 5.59: Postensado de la viga cajón	156
Fig. N° 5.60: Secuencia de tensado 1.....	158
Fig. N° 5.61: Secuencia de tensado 2.....	158
Fig. N° 5.62: Secuencia de tensado 3.....	159
Fig. N° 5.63: Desencofrado de caras laterales.....	160
Fig. N° 5.64: Reparación de burbujas superficiales	161
Fig. N° 5.65: Retiro del apuntalamiento	161
Fig. N° 5.66: Tuberías tremie.....	162
Fig. N° 5.67: Quebrantador hidráulico.....	163
Fig. N° 5.68: Martillo de mano	164
Fig. N° 5.69: Pile Integrity Tester	164

Fig. N° 5.70: Pile Driving Analyzer	164
Fig. N° 5.71: Vigas Ulma Flex.....	166
Fig. N° 5.72: RiostraMK-120.....	166
Fig. N° 5.73: Cimbra BRIO	166
Fig. N° 5.74: Cimbras ALUPROP	167
Fig. N° 5.75: Cimbra MK.....	167
Fig. N° 5.76: Cercha MK.....	168
Fig. N° 5.77: Ducto de postensado	169
Fig. N° 5.78: Chimenea de inyección	169
Fig. N° 5.79: Cuñas de anclaje	172
Fig. N° 5.80: Fijación de soportes.....	178
Fig. N° 5.81: Soporte provisional de rieles	178
Fig. N° 5.82: Soldadura de rieles y fijación de bloques	179
Fig. N° 5.83: Encofrado y vaciado de concreto.....	180
Fig. N° 5.84: Vista de planta y corte de vía y bloque.....	183
Fig. N° 5.85: Secciones típicas del tren	184
Fig. N° 5.86: Datos de Balasto	185
Fig. N° 5.87: Descripción de Durmientes.....	185
Fig. N° 5.88: Sección de Durmientes.....	186
Fig. N° 5.89: Interior del pilote en etapa de colocación del concreto.....	189
Fig. N° 5.90: Ductos de PVC flotando sobre el cabezal de pilote.....	189
Fig. N° 5.91a: Limpieza del concreto alterado por el relleno.....	190
Fig. N° 5.91b: Encofrado de madera	190
Fig. N° 5.91c: Colocación del concreto en área de pilote faltante	191
Fig. N° 5.91d: Colocación de material de relleno suelo-cemento.....	191
Fig. N° 5.92: Encofrado del viaducto con las cerchas y torres MK.....	191
Fig. N° 5.93: Encofrado del Anden con las cerchas y torres MK.....	192
Fig. N° 5.94: Pórtico de Señalización.....	192
Fig. N° 5.95: Refuerzo adicional en diafragma en la columna S51P	193
Fig. N° 5.96: Columna S51P en la vía par del viaducto elevado	193
Fig. N° 5.97: Nueva cuantía en la armadura longitudinal	194
Fig. N° 5.98: Armadura de refuerzo de la losa superior del andén.....	194

INTRODUCCIÓN

El País está viviendo actualmente un auge en la construcción, además de tener la necesidad de construir estructuras como viaductos y puentes que nos permitan unir pueblos, ciudades, salvar obstáculos para un mejor desarrollo de las diversas regiones, impulsar el crecimiento económico y de esta manera tener un país más competitivo, fomentando así al desarrollo.

Actualmente en la construcción de viaductos y puentes, se usa técnica tradicional de construcción, que consiste en cruzar la quebrada, obstáculos de gran profundidad o grandes avenidas con un puente de la menor longitud posible. Ese criterio incrementa los tiempos y costos, además de representar una de las causas de accidentes frecuentes en las carreteras del Perú.

La técnica moderna consiste en unir ambos lados del obstáculo a salvar con un gran puente, sin limitar la longitud del puente ni la altura de los pilares, esta técnica disminuye los tiempos de viaje y permite una mayor seguridad.

Aunque se requiere de una inversión mayor y contar con ingeniería moderna, resulta necesario para garantizar la calidad de la construcción de puentes de grandes magnitudes, en países desarrollados estos puentes de grandes luces son muy frecuentes.

Muchos ingenieros especialistas en viaductos y puentes en el país han coincidido que necesitamos construir muchos puentes pero con soluciones apropiadas como el usar concreto postensado.

Como objetivo general, el presente trabajo pretende mostrar una alternativa adecuada para la construcción del viaducto elevado en el cruce San Carlos de tal manera de no afectar el entorno y los futuros proyectos en la ciudad. El procedimiento constructivo se mostrará desde la cimentación hasta la superestructura.

El objetivo específico que se ha propuesto alcanzar con el presente trabajo es mostrar cómo es que se reducen los plazos al optimizar los recursos, empleando

una nueva tecnología en proyecto como es el sistema de viga cajón postensada in situ.

En cuanto al contenido de la presente tesis, en el primer capítulo se presenta una breve reseña histórica de los viaductos y puentes en el Perú, muestra también los factores influyentes en la construcción de viaductos.

En el segundo capítulo se muestra la ficha resumen del proyecto, los datos generales, presupuesto de construcción, plazo de ejecución, ubicación, características generales, etc.

En el tercer capítulo se muestra el marco teórico concerniente al pilotaje, zapatas, construcción de columnas, vigas cajón postensadas, etc.

El cuarto capítulo muestra la ingeniería del proyecto; estudios geotécnicos, topográficos, ingeniería de las cimentaciones, ingeniería de columnas, y los cálculos de las vigas cajón que forman parte de la superestructura.

El quinto capítulo es el cuerpo principal de la tesis, este muestra la técnica propuesta de construcción del cruce especial San Carlos; desde su cimentación hasta la construcción de la superestructura, muestra también los equipos empleados para su ejecución, los materiales que han sido usados, etc.

Finalmente se muestran las conclusiones y recomendaciones finales del presente trabajo de tesis.

CAPITULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1 BREVE RESEÑA HISTORICA DE VIADUCTOS Y PUENTES EN EL PERU

Desde la antigüedad las distintas culturas que precedieron al imperio incaico y particularmente en tiempos del Tahuantinsuyo, se tuvieron que construir y se construyeron, una gran cantidad de puentes, adecuándolos tanto a la topografía del lugar para el que se les fabricó, como en consideración de los materiales y personal que se disponía en los alrededores, en función de estos factores hubo en el Perú antiguo distintos tipos de puentes.

Es probable que la mayor proporción de estos puentes fuera de piedra, porque este material tiene la gran ventaja de su durabilidad y de su solidez, con la desventaja de que su luz no podía ser muy extensa. Otro tipo de puentes era el que se fabricaba con troncos sólidos y pulimentados puestos sobre riachuelos o sobre columnas sucesivas, por la naturaleza del material empleado, la durabilidad de estas construcciones era obviamente limitada y por lo tanto era preciso renovarlas cada ciertos periodos. Los que sobresalían por su naturaleza o ingenio fueron los puentes colgantes, hechos con fibra tensada.

Los primeros puentes se realizaron seguramente por elementos naturales simples, como un tronco dejado caer sobre un arroyo o unas piedras dispuestas en un río. Los primeros puentes seguramente serían una combinación de rocas apiladas como pilares sosteniendo los maderos que funcionaban como tableros.

La civilización romana fue la primera cultura en construir puentes de forma generalizada. La necesidad de tener una red de calzadas bien comunicada y fija hizo que los ingenieros romanos construyeran una gran cantidad de puentes para salvar los ríos y valles que se encontraban. Los romanos fueron los *precursores del concreto y del cemento hidráulico*. Eran capaces de cimentar los puentes en grandes profundidades y de realizar vanos enormes para la época.

Algunos tipos de Puentes construidos en el Perú

En Arco

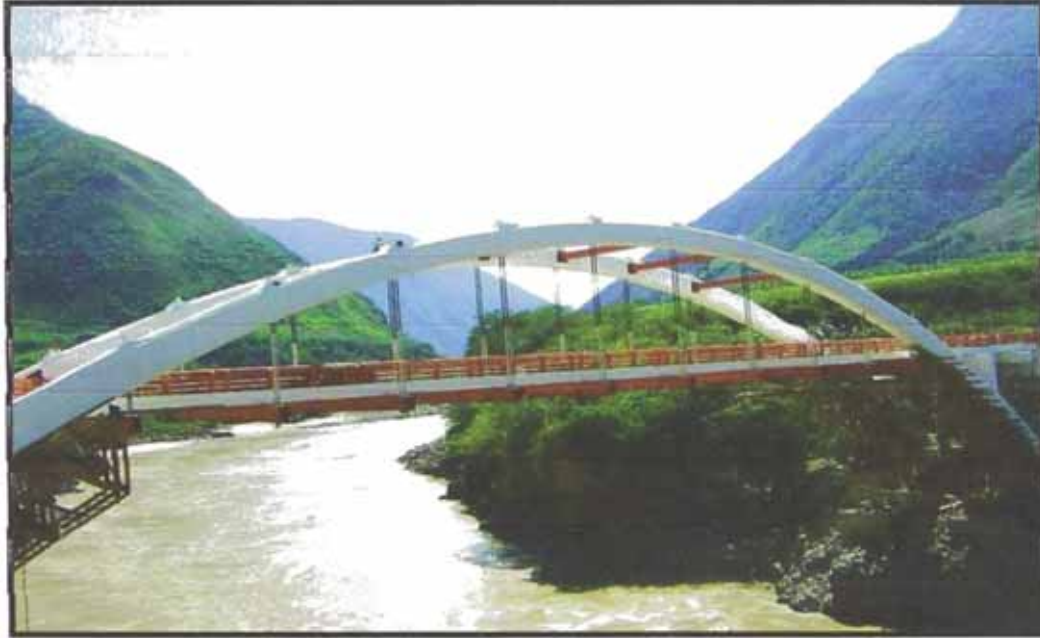


Figura N° 1.1: Construcción del puente Salinas y accesos, Amazonas, Perú
Fuente: Revista Constructivo 2011

Puentes Viga



Figura N° 1.2: Puente Tingo, Carretera Interoceánica Norte, Perú
Fuente: Revista Constructivo 2011

Un viaducto es una obra de ingeniería que salva un valle en su totalidad, característica diferenciadora con los puentes, el término viaducto proviene del latín vía, camino y ductus, que significa conducción. Un viaducto es una obra a manera de puente, para nuestro caso el término se emplea para designar avenidas elevadas e incluso a nivel de superficie, los viaductos inicialmente fueron utilizados en países donde los ferrocarriles jugaron un papel importante para el transporte como parte de la infraestructura para el cruce de terrenos agrestes. En las grandes ciudades los viaductos han demostrado una gran utilidad, permitiendo el tráfico a mayor velocidad y reduciendo drásticamente tiempos y costos de transporte. En la actualidad un gran número de viaductos se han venido construyendo en todo el globo. Muchas ciudades han adaptado este tipo de estructura a sus realidades; por ejemplo en Chile, el Metro de Santiago.

El primer ejemplo de un ferrocarril elevado fue el de Londres y el ferrocarril de Greenwich, que fue construido sobre un viaducto de 878 arcos de ladrillo entre 1836 y 1838. Desde finales de la década de 1860, los metros aéreos se hicieron populares en ciudades de los EE.UU. Las marcas The New York West Side y Yonkers Patentes de trenes que funcionan con teleférico desde 1868 hasta 1870, pero posteriormente fue llevada a la locomotora. Esto fue seguido por el ferrocarril de Manhattan en 1875 y el ferrocarril elevado de Boston (1887).

El primero accionamiento eléctrico de trenes elevados, fue el ferrocarril aéreo de Liverpool, que operaba a través de los muelles de Liverpool desde 1893 hasta 1956. En 1867 comenzaron las primeras pruebas de trenes elevados y en 1890 ya había unos 500 trenes en funcionamiento.

Algunas de las estructuras de soporte se elevaban majestuosas hasta veinte metros en el aire. Los primeros trenes eran todavía arrastrados por locomotoras de vapor en versiones "en miniatura". Eran infernalmente ruidosas y bastante sucias, aunque de demostrada practicidad para la época.

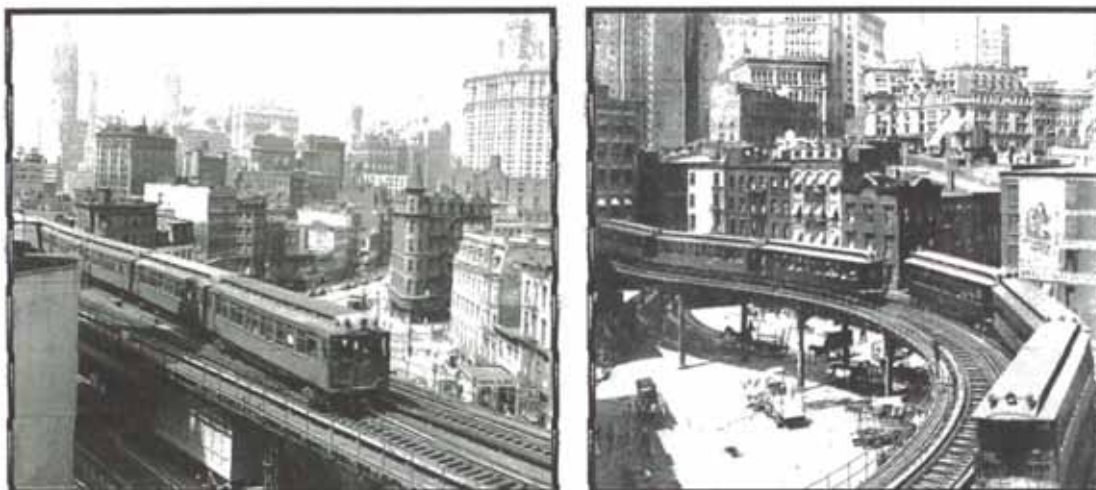


Figura N° 1.3: Viaducto de New York en los años 1890

Fuente: Internet

En el transcurso del tiempo con el crecimiento y desarrollo de las ciudades y después con la llegada de los automóviles, surgió también la necesidad de crear vías que permitieran el paso de vehículos terrestres. Así pues se construyeron viaductos en ciudades como Madrid (El Viaducto de Segovia) y Luxemburgo (Passarelle - Luxemburg). En las grandes ciudades los viaductos han demostrado una gran utilidad, permitiendo el tráfico a mayor velocidad y reduciendo drásticamente tiempos y costos de transporte. En la actualidad un gran número de viaductos se han venido construyendo en todo el mundo. Muchas ciudades han adaptado este tipo de estructura a sus realidades; por ejemplo en Chile, el Metro de Santiago en ciertos tramos se utiliza de este modo (principalmente en el medio de avenidas anchas o lugares difíciles de construirlo *subterráneamente*)

En el Perú se han venido desarrollando la construcción de viaductos tanto para carreteras como para líneas férreas, en el caso de los viaductos para líneas férreas en el 2009 se le encargó al Ministerio de Transportes y Comunicaciones la culminación de la Línea 1, prolongando su actual recorrido hasta la Av. Grau en el Centro de Lima, haciendo un total de 20,9 kilómetros de viaducto elevado con 16 estaciones y pasando por 9 distritos en total: Villa El Salvador, Villa María del Triunfo, San Juan de Miraflores, Santiago de Surco, Surquillo, San Borja, San Luis, La Victoria y Cercado de Lima.

Ese mismo año, el Consorcio Tren Eléctrico Lima, se hizo cargo de la construcción de la infraestructura faltante del Tramo 1 de la Línea 1 del Metro de Lima desde el 2 de marzo de 2010. La inauguración del Tramo 1 se realizó el 11 de Julio de 2011.



Figura N° 1.4: Viaducto inconcluso de la Línea 1 – Tramo 1 Metro de Lima

Fuente: www.elcomercio.pe



Figura N° 1.5: Construcción del Viaducto Línea 1 – Tramo 1 Metro de Lima

Fuente: www.elcomercio.pe

1.2 Factores influyentes en la construcción de Viaductos Elevados

1.2.1 Los retos de la nueva década

El crecimiento poblacional a la que ha sido sometido Lima Metropolitana en las últimas décadas, ha ocasionado la expansión de las aéreas urbanas en sus zonas perimétricas, generando la necesidad de mayor transporte entre estos polos de desarrollo urbano y sumando a esto el desorden en el tránsito y el transporte; el comercio informal y las invasiones de tierras son problemas que aún arrastra la ciudad de Lima y que requieren mejor trato. El rápido desarrollo de los centros urbanos han determinado que las vías de comunicación requieran con gran frecuencia de la construcción de viaductos. En cuanto a los congestionamientos viales, se considera como alternativa de solución, la construcción de un Viaducto Elevado, con el que se lograra transportar en promedio a unas 1000 personas por tren (5 vagones de capacidad 200 personas), logrando la integración de 9 distritos de la capital y reduciendo considerablemente el tiempo que se emplea para trasladarse entre los distritos de San Juan de Lurigancho y Villa el Salvador que se localiza en la zona sur de Lima. De esta manera quedarán unidas las zonas noreste y sur de la capital, a través de 33.8 km de vía férrea.

1.2.2 Estudio de Impacto Ambiental

Si se ha previsto la construcción de un viaducto elevado se tiene que considerar el Estudio de Impacto Ambiental (EIA) para identificar, predecir, interpretar y comunicar los probables impactos ambientales y sociales que podrían generarse como consecuencia de la ejecución del Proyecto, con la finalidad de proponer las medidas preventivas y/o de mitigación que eviten y/o minimicen los impactos ambientales negativos y en el caso de los positivos, aquellas que refuercen los beneficios generados con el propósito de lograr la conservación del ambiente y las relaciones sociales del área de estudio, así como la preservación del patrimonio cultural.

1.2.3 Estudios de Cimentación

El estudio de la cimentación significa un capítulo fundamental en la fase de proyecto de estas obras. Constituyen los denominados Estudios Geotécnicos, necesarios en cualquier tipo de construcción, pero imprescindibles en el caso de

viaductos elevados. Para poder llegar a una solución de cimentación es necesario en cada caso un reconocimiento detallado del terreno, que se realizará mediante sondeos y otras técnicas de tipo geofísico, en los sondeos se perfora el terreno, usualmente recuperando un testigo continuo de los suelos o rocas atravesados, lo que nos permite apreciar visualmente sus características y tomar muestras para su ensayo de laboratorio. Los métodos geofísicos utilizan ondas de tipo eléctrico, magnético, sónico o de radar para obtener una estimación de algunas propiedades del terreno investigado. Con las muestras obtenidas en los sondeos, se realizarán ensayos en laboratorio, de cuyos resultados pueden extraerse los parámetros necesarios para el cálculo de las cimentaciones. Es importante que los estudios geotécnicos, sus reconocimientos de campo y los ensayos de laboratorio sean realizados por técnicos y empresas debidamente preparados y con la experiencia adecuada del caso.

1.3 Factores influyentes en la Construcción de Puentes

El hombre desde siempre ha tenido la necesidad de cruzar ríos, barrancas o pequeños arroyos. En un inicio, resolvió esta adversidad de manera sencilla con el tronco de un árbol o una gran piedra, fue probando con diferentes materiales y técnicas. La tecnología utilizada en los puentes ha ido evolucionando junto a la civilización: los romanos idearon la utilización de arcos para librar claros, o los Incas con los típicos puentes colgantes perdidos en la selva. A partir de la aparición del hierro y el acero en la Revolución Industrial, los diseños fueron tomando formas más atrevidas.

En la actualidad, las innovaciones tecnológicas, los nuevos materiales y el diseño asistido por computadora han revolucionado las formas. Los puentes ya no sólo resuelven una necesidad primaria del hombre, son el resultado de proyectos ambiciosos y la consolidación de ciudades de primer mundo. Son multifuncionales: incluyen diversos niveles y variedad de recorridos, en conjunto con formas caprichosas e impresionantes se insertan en el paisaje como esculturas urbanas. Todos los puentes se basan en modelos naturales, a los que, conforme la tecnología ha ido avanzando, se han incorporado nuevas formas de resolver los mismos problemas, se ha montado una ciencia que es parte importante de las aplicaciones de la ingeniería civil: el proyecto y construcción de puentes.

La construcción de un puente tiene como fin atravesar obstáculos naturales como valles, ríos, lagos, etc. Como también obstáculos artificiales como por ejemplo carreteras, vías férreas.

La construcción de puentes se puede clasificar en distintas maneras, a continuación se muestra la clasificación según el proceso constructivo:

- Puentes Concretados in situ, ya sea puentes de viga cajón, de sección "I", de losa maciza, de losa aligerada, colgantes, en arco, atirantados, etc.
- Puentes Prefabricados, requiere el montaje de los diversos elementos estructurales, vigas prefabricadas, losas, estructuras metálicas, etc.
- También pueden ser puentes de vigas lanzadas, puentes construidos sobre cimbras autoportantes.
- Puentes por volados sucesivos, las dovelas pueden ser prefabricadas o vaciada in situ con el carro de avance.

Como se observa en esta clasificación, el temario que se puede desprender sobre los puentes es bastante grande y cada uno es lo suficientemente grande para hacer una excelente investigación.

1.4 Elementos de la Infraestructura del Viaducto

1.4.1 Aparato de vía.

Un aparato de vía es un dispositivo que permite la ramificación y el cruce de diferentes vías de ferrocarril. Los aparatos de vía están formados por dos elementos básicos: desvíos y durmientes.

1.4.2 Balasto.

Se denomina balasto de vía a la piedra partida utilizada en la construcción de vías férreas. De manera similar, el balasto de vía cumple la función de aportar estabilidad a la vía férrea, haciendo que permanezca con la geometría dada durante su construcción. Adicionalmente cumple otras dos funciones importantes: distribuye las presiones que trasmite la vía al terreno, haciendo que sean admisibles para éste, y permite el drenaje del agua de lluvia, evitando que se deteriore el conjunto.

1.4.3 Catenaria

En ferrocarriles se denomina catenaria a la línea aérea de alimentación que transmite potencia eléctrica a las locomotoras u otro material motor. Las tensiones de alimentación más comunes van desde 600 V a 3 kV en corriente continua, o entre 15 y 25 kv en corriente alterna. La mayor parte de las instalaciones funcionan con corriente (continua o alterna) monofásica, aunque existen algunas instalaciones trifásicas.

1.4.4 Riel

Se denomina riel, carril, rail o trillo a cada una de las barras metálicas sobre las que se desplazan las ruedas de los trenes y tranvías. Los rieles se disponen como una de las partes fundamentales de las vías férreas y actúan como soporte, dispositivo de guiado y elemento conductor de la corriente eléctrica. La característica técnica más importante del ferrocarril es el contacto entre el riel y la rueda con pestaña, siendo sus principales cualidades su material, forma y peso.

1.4.5 Subestructura Ferroviaria

Se denomina subestructura ferroviaria al terreno que se encuentra inmediatamente debajo del balasto o de la plataforma (si es viaducto elevado) soportando las cargas que estas transmiten, y tiene como función básica proporcionar el apoyo a la superestructura de la vía, de modo que ésta no sufra deformaciones que impidan o influyan negativamente el tránsito de los trenes, bajo las condiciones del tráfico que determinan el trazado de la vía, gracias a las técnicas de mecánica de suelos y rocas. Por lo tanto, los problemas que la subestructura presenta son determinar su capacidad portante, y conocer las causas y efectos de las deformaciones y asentamientos, para dimensionar el espesor del balasto, y conocer la degradación geométrica de la vía.

CAPÍTULO II

CONDICIONES DEL PROYECTO

2.1 FICHA DE RESUMEN

2.1.1 Datos Generales del Proyecto

Obra:	Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Construcción del Cruce especial San Carlos
Tramo:	Línea 1, Tramo 2: Av. Grau – San Juan de Lurigancho Viaducto Cruce especial San Carlos – tramo S.
Entidad:	AATE (Autoridad Autónoma del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo)
Contratista:	CONSORCIO TREN ELÉCTRICO Contrato de Ejecución de Obra por Concurso Oferta – Precios Unitarios. Licitación Pública LP N° 001-2011-AATE
Sub-Contratistas:	ULMA UNICON Mota Engil STUP
Proyectista:	T. Y. LIN International ODEBRECHT
Supervisor:	CONSORCIO CESEL S. A. - PÖYRY Contrato N° 002-2011-MTC/33 Concurso Público CP N° 004-2011-AATE

2.1.2 Presupuesto de la construcción del Cruce Especial

En el tabla N°2.1 se compara el presupuesto aprobado según el Expediente Técnico Definitivo, cuyo monto forma parte del Presupuesto General de la Obra, y el Presupuesto real de construcción.

Cruce Especial San Carlos	
Presupuesto total de la obra	US\$ 900'610,620.14 incluido IGV
Presupuesto Real definitivo- Cruce San Carlos	US\$ 10'644,544.66 incluido IGV

Tabla N°2.1: Valores comparativos de los presupuestos
Para más detalle de las partidas ver el anexo B
Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Se puede observar en la tabla 2.2 matriz para la toma de decisiones del proceso constructivo, que para la superestructura constituida por el Viaducto elevado y los cabezales que soportan al andén de pasajeros de la estación San Carlos, la opción de viga cajón de sección variable genera el mejor impacto para el proyecto, tanto en costos como en tiempo de ejecución,

2.1.3 Plazo de Ejecución de Trabajos

Plazo para Ejecución de Trabajos:	363 días Calendario
Fecha de inicio Contractual de Trabajos:	12/09/2012
Fecha de Término Contractual de Trabajos:	10/09/2013
Fecha de inicio real de Trabajos:	17/07/2012
Fecha de término real de Trabajos:	01/06/2013
Plazo Ejecutado:	257 días Calendario

El cronograma Contractual versus el cronograma de ejecución se aprecian con más detalle en el Anexo B

OPCIÓN DE PUENTE		DESCRIPCIÓN	CANTIDADES	ALCANCE	COSTO	TIEMPO	CALIDAD	SEGURIDAD	AL	CO	TI	CA	SE
EVALUACIÓN													
<p>PUENTE CON VIGAS PREFABRICADAS</p> <p>MÓDULO MIXTO CRUCE ESPECIAL SAN CARLOS</p>		<ul style="list-style-type: none"> Longitud total Cruce especial San Carlos 165 m Vanos: 35m - 35m - 55m - 40m Construcción por Vigas Prefabricadas Obstáculo: Vano mín sobre la Av. San Carlos 48 m y Galibo mín 5 m 	<ul style="list-style-type: none"> Total de 4 tableros vaciados sobre losa prefabricadas desde el inicio al final 5 pilares 4 Cabezales de Estación Peralte máximo de la viga prefabricada: 2.80 m 	<ul style="list-style-type: none"> Salvar el obstáculo sobre la Av. San Carlos; costo mayor calidad y el tiempo óptimo. Aseguramiento de la calidad y seguridad en todos los procesos constructivos. Esta opción es la 2ª más costosa; no cumple con todos los objetivos del proyecto. 	<ul style="list-style-type: none"> La opción elegida Puente con vigas prefabricadas, es la 2ª más costo en comparación de los otros sistemas propuestos. El monto del tablero mas el cabezal para Anden: \$ 1'878,551.77 	<ul style="list-style-type: none"> La opción elegida Puente con Viga cajón de Sección Variable, es la más óptima en comparación de los otros sistemas propuestos. El tiempo de ejecución es 14.0 meses 	<ul style="list-style-type: none"> Se realizaron los ensayos tanto de materiales como de estructuras para asegurar la calidad de los procesos constructivos. Esta opción cumplió con los estándares de Calidad ISO 9001. 	<ul style="list-style-type: none"> Se realizaron los ensayos tanto de materiales como de estructuras para asegurar la calidad de los procesos constructivos. Esta opción cumplió con los estándares de Seguridad. 	✓	✗	✗	✓	✓
<p>PUENTE CON VIGA CAJÓN DE SECCIÓN VARIABLE</p> <p>MÓDULO MIXTO CRUCE ESPECIAL SAN CARLOS</p>		<ul style="list-style-type: none"> Longitud total Cruce especial San Carlos 164 m Vanos: 34m - 35m - 55m - 40m Construcción por Viga cajón de Sección Variable Obstáculo: Vano mín sobre la Av. San Carlos 48 m y Galibo mín 5 m 	<ul style="list-style-type: none"> Total de 4 tableros que serán vaciados en etapas 5 pilares 3 Cabezales de Estación Rango de Peralte mín: 2.30m y máx: 4.50 m 	<ul style="list-style-type: none"> Salvar el obstáculo sobre la Av. San Carlos; con el menor costo mayor calidad y el tiempo óptimo. Aseguramiento de la calidad y seguridad en todos los procesos constructivos. Esta opción cumple con todos los objetivos del proyecto 	<ul style="list-style-type: none"> La opción elegida Puente con Viga Cajon de Sección Variable, es la más óptima en comparación de los otros sistemas propuestos. El monto del tablero mas el cabezal para Anden: \$ 1'625,452.55 	<ul style="list-style-type: none"> La opción elegida Puente con Viga cajon de Sección Variable, es la más óptima en comparación de los otros sistemas propuestos. El tiempo de ejecución es 12.0 meses 	<ul style="list-style-type: none"> Se realizaron los ensayos tanto de materiales como de estructuras para asegurar la calidad de los procesos constructivos. Esta opción cumplió con todos los estándares de Calidad ISO 9001. 	<ul style="list-style-type: none"> Se consideraron y ejecutaron todos los procesos de seguridad acompañados de los estándares de las OHSAS 18001. Esta opción cumplió con los estándares de Seguridad. 	✓	✓	✓	✓	✓
<p>PUENTE CON VIGA CAJÓN DE SECCIÓN CONSTANTE</p> <p>MÓDULO MIXTO CRUCE ESPECIAL SAN CARLOS</p>		<ul style="list-style-type: none"> Longitud total Cruce especial San Carlos 164 m Vanos: 30m - 50m - 50m - 34m Construcción por Viga cajón monocelular de sección constante Obstáculo: Vano mín sobre la Av. San Carlos 48 m y Galibo mín 5 m 	<ul style="list-style-type: none"> Total de 4 tableros que serán vaciados en etapas 5 pilares 3 Cabezales de Estación Peralte máximo: 2.50 m 	<ul style="list-style-type: none"> Salvar el obstáculo sobre la Av. San Carlos; costo mayor calidad y el tiempo óptimo. Aseguramiento de la calidad y seguridad en todos los procesos constructivos. Esta opción es la 2ª más costosa; no cumple con todos los objetivos del proyecto. 	<ul style="list-style-type: none"> La opción elegida Puente con Viga Cajon de Sección Constante, es la 2ª más costosa en comparación de los otros sistemas propuestos. El monto del tablero mas el cabezal para Anden: \$ 2'055,905.67 	<ul style="list-style-type: none"> La opción elegida Puente con Viga cajon de Sección Constante, es la 2ª más óptima en comparación de los otros sistemas propuestos. El tiempo de ejecución es 13.0 meses 	<ul style="list-style-type: none"> Se realizaron los ensayos tanto de materiales como de estructuras para asegurar la calidad de los procesos constructivos. Esta opción cumplió con todos los estándares de Calidad ISO 9001. 	<ul style="list-style-type: none"> Se consideraron y ejecutaron todos los procesos de seguridad acompañados de los estándares de las OHSAS 18001. Esta opción cumplió con los estándares de Seguridad. 	✓	✗	✗	✓	✓
<p>PUENTE CON VIGA CAJÓN DE SECCIÓN CONSTANTE</p> <p>MÓDULO MIXTO CRUCE ESPECIAL SAN CARLOS</p>		<ul style="list-style-type: none"> Longitud total Cruce especial San Carlos 165 m Vanos: 55m - 55m - 55m Construcción por Viga cajón bicelular de sección constante Obstáculo: Vano mín sobre la Av. San Carlos 48 m y Galibo mín 5 m 	<ul style="list-style-type: none"> Total de 3 tableros que serán vaciados en etapas 4 pilares 2 Cabezales de Estación Peralte máximo: 2.80 m 	<ul style="list-style-type: none"> Salvar el obstáculo sobre la Av. San Carlos; costo mayor calidad y el tiempo óptimo. Aseguramiento de la calidad y seguridad en todos los procesos constructivos. Esta opción es la más costosa y la de mayor tiempo de ejecución; no cumple con todos los objetivos del proyecto. 	<ul style="list-style-type: none"> La opción elegida Puente con Viga Cajon de Sección Constante, es la mayor costo en comparación de los otros sistemas propuestos. El monto del tablero mas el cabezal para Anden: \$ 2'517,944.29 	<ul style="list-style-type: none"> La opción elegida Puente con Viga cajon de Sección Constante, es la de mayor tiempo de ejecución en comparación de los otros sistemas propuestos. El tiempo de ejecución es 14.0 meses 	<ul style="list-style-type: none"> Se realizaron los ensayos tanto de materiales como de estructuras para asegurar la calidad de los procesos constructivos. Esta opción cumplió con todos los estándares de Calidad ISO 9001. 	<ul style="list-style-type: none"> Se consideraron y ejecutaron todos los procesos de seguridad acompañados de los estándares de las OHSAS 18001. Esta opción cumplió con los estándares de Seguridad. 	✓	✗	✗	✓	✓

Tabla N°2: Matriz de toma de decisiones – Elección del método constructivo

Para más detalles del funcionamiento de cada módulo ver el anexo B

2.2 SITUACIÓN GEOGRÁFICA

2.2.1 Ubicación

El cruce especial San Carlos se encuentra ubicado en la ciudad de Lima en el distrito de San Juan de Lurigancho, en el cruce de las avenidas Próceres de la Independencia con la Av. El Sol (ver figura N°2.1). Además forma parte de la Línea 1 – Tramo 2, el cual se extiende desde la Av. Grau y termina en la cola de vía de la Estación Bayóvar en San Juan de Lurigancho con 12,4 km de viaducto elevado, atravesando 3 distritos: Cercado de Lima, El Agustino y San Juan de Lurigancho, beneficiando así a 1'378,198 habitantes.

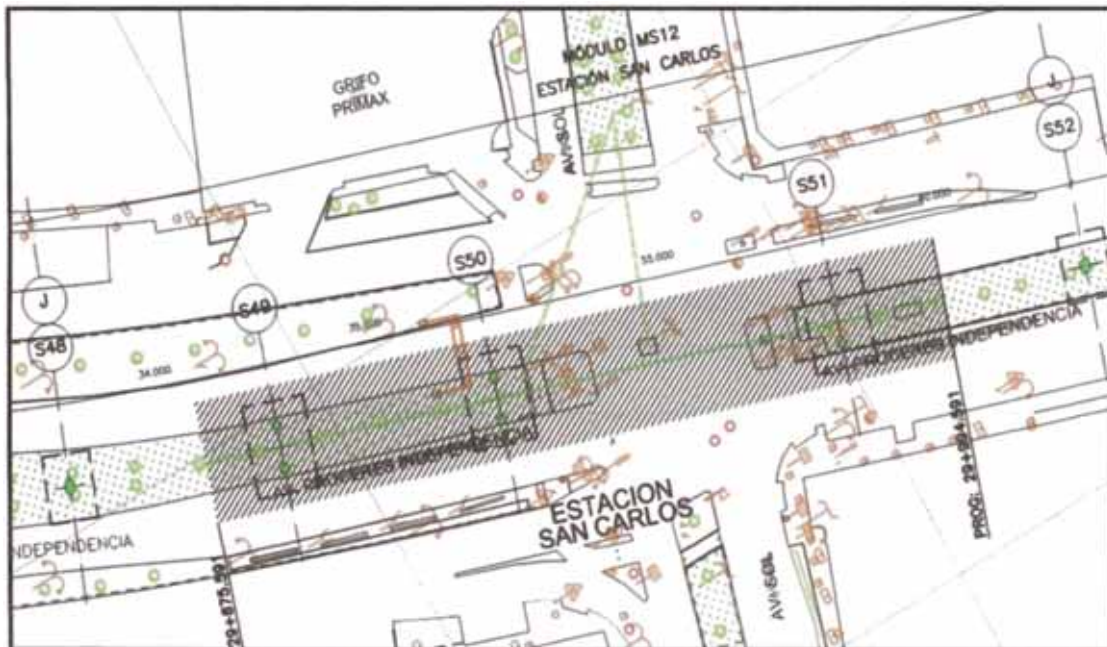


Figura N° 2.1: Módulo MS12 cruce San Carlos

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

2.2.2 Evaluaciones del sitio

Según la Información Geotécnica que se realizó en la zona en estudio, el cruce especial se encuentra comprendido en el sector denominado "Sector B" que va de la progresiva km 29+500.59 al km 31+207.26. Dicho informe se puede apreciar con más detalle en el Anexo A, Informe Geotécnico CTE-JAL-GEN-MSU-INF-12004.

Los módulos especificados sobre el sector B, se encuentran sobre depósitos aluviales del cono de deyección del Río Rímac y en menor proporción sobre

depósitos fluviotórridos provenientes de las quebradas transversales al valle del río Rímac, observándose en las calicatas y en las perforaciones diamantinas realizadas, material arenoso gravoso de coloración pardo oscura con clastos sub-angulosos englobados en una matriz arenolimosa con tamaño de clastos hasta de 40 cm. Según el estudio señalado concluye que en el módulo MS12 se presenta un material arenoso gravoso, recomendando el uso de pilotes en las zapatas del cruce San Carlos.

La modulación del cruce San Carlos y sus módulos contiguos consideran la intersección con el futuro Periférico Vial Norte, el cual cruzará al eje del viaducto en el módulo MS12 – Estación San Carlos (Intersección de las avenidas Próceres de la Independencia con la Av. El Sol). De esta manera el vano central tiene una longitud de 55 m y un gálibo máximo de 5 m, cumpliendo con lo exigido por el municipio de Lima, para no interferir con sus futuros proyectos.

2.2.2.1 Tráfico

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

Los movimientos vehiculares que se generan en la vía durante la hora punta en el área de estudio son como se muestran en la tabla 2.1:

Volúmenes por vch/hora: 00 DE FEBRERO DEL 2011

Movimiento	8 HORAS	H.P. AM	H.P. PM
1	3 061	409	617
2	6 863	763	1,097
3	410	45	47
4	776	75	104
5	1,488	223	178
6	1,044	166	149
7	292	36	48
8	2,667	393	275
9	448	77	32
10	199	17	40
11	1,573	233	160
12	2,786	499	276
TOTAL	21,606	2,936	3,022

Tabla N° 2.2: Movimientos Vehiculares

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

2.2.2.2 Clima

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

2.2.2.3 Vegetación

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

2.2.2.4 Suelo

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

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

2.2.2.5 Topografía

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

2.3 CONDICIONES GENERALES DEL CRUCE ESPECIAL SAN CARLOS

2.3.1 Características del Puente

El cruce especial San Carlos pertenece al módulo MS12, este módulo tiene un alineamiento aproximado norte – sur y se emplaza entre las progresivas Km 29+875 y Km 29+994, el módulo MS12 cruza la Av. El Sol con un vano de 55 m sin requerir columna intermedia y garantizando un gálibo mínimo de 5 m. este tramo sigue la configuración geométrica desarrollada para todo el viaducto, Ver figura N° 2.2.

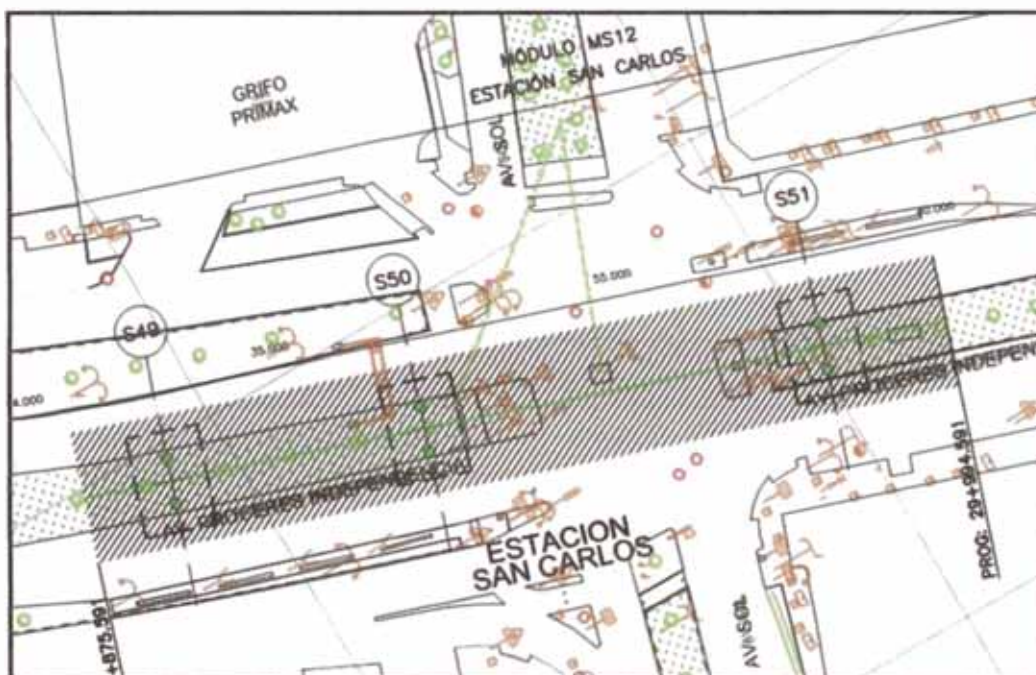


Figura N°2.2: Módulo Estación San Carlos

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

La solución estructural planteada para este módulo está conformada a partir de vigas de concreto postensado de sección cajón, la superestructura es continua con uniones monolíticas con la subestructura en los pilares intermedios. Esta configuración resulta en una estructura hiperestática, con excelente comportamiento bajo solicitaciones sísmicas. El módulo MS12 (Cruce San Carlos), se extiende entre los pilares S48, S49, S50, S51 y S52. La distancia entre los ejes de los pilares son respectivamente 34m + 35m + 55m + 40m; siendo el vano central de 55m el que cruza la Av. El Sol, como se muestra en la figura N° 2.3.

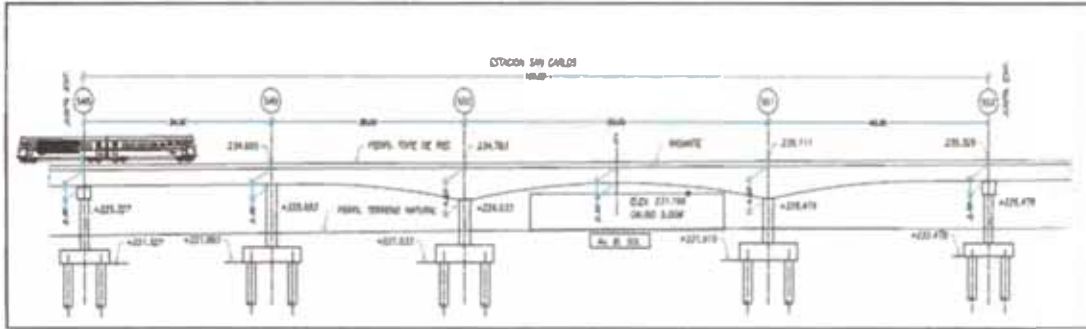


Figura N°2.3: Elevación Módulo MS12 Estación San Carlos

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

El peralte de la viga es constante de 2.3 m para el tramo S48-S49 y variable para los tramos S49-S50-S51-S52. En estos últimos tramos el peralte varía parabólicamente con un máximo de 4.5 m sobre los pilares S50 y S51 y un mínimo de 2.3 m en la zona de máximos momentos positivos.

La sección típica consta de una viga cajón de una sola celda con un ancho total de 8.36 m. La losa del tablero es de espesor variable, con un espesor mínimo de 200 mm (centro del tablero y extremo de volados) y un máximo de 450 mm (sobre las almas). Las almas son de espesor uniforme de 400 mm.

La losa inferior tiene un ancho de 5 m, el espesor de la losa tiene un mínimo de 200 mm en la zona de flexión positiva, y se incrementa a 400 mm en la zona de máximos momentos negativos sobre el pilar S49 y a 600 mm en la zona de máximos momentos negativos sobre los pilares S50 y S51.

Los pilares sobre los que se apoya la super-estructura tienen diferentes configuraciones y emplean diferentes soluciones estructurales:

- Pilares S48 y S52

Tipo: Mono Columna de concreto armado tipo martillo

Cimentación: Profunda, 4 pilotes excavados de 1.5 m de diámetro

Cabezal de Pilotes: 9.00 m x 9.00 m h= 2.00 m

Columna: Octogonal alargada 1.55 m x 2.30 m

Viga Cabezal: Ancho 2.40 m Peralte Variable = 1.30 m – 2.40 m

- **Pilar S49**
Tipo: Bi Columna de concreto armado
Cimentación: Profunda, 8 pilotes excavados de 1.5 m de diámetro
Cabezal de Pilotes: 10.50 m x 16.50 m h= 2.50 m
Columna: Octogonal 1.80 m x 1.80 m
Viga Cabezal: Ancho 2.80 m Peralte = 2.60 m
- **Pilares S50 y S51**
Tipo: Bi Columna de concreto armado
Cimentación: Profunda, 8 pilotes excavados de 1.5 m de diámetro
Cabezal de Pilotes: 10.50 m x 16.50 m h= 2.50 m
Columna: Octogonal 2.00 m x 2.00 m
Viga Cabezal: Ancho 3.00 m Peralte = 4.80 m

Estructuralmente las columnas de los pilares S48 y S52 (columnas octogonales alargadas) tienen la armadura de refuerzo dispuestas a modo de dos columnas circulares confinadas mediante estribos circulares entrelazados, con los que se pueden brindar mayores niveles de ductilidad en el caso extremo del evento del sismo.

Las columnas de los pilares S49, S50 y S51 (columnas octogonales de 1.80 m y 2.00 m) tienen la armadura de refuerzo dispuestas a modo de columnas circulares mediante dobles estribos circulares para garantizar una adecuada ductilidad en el caso del evento extremo de sismo. En el caso de los pilares S48 y S52 las cargas verticales de la super-estructura se transmiten al pilar por medio de apoyos elastoméricos colocados sobre la viga cabezal. Las cargas longitudinales se transmiten por medio de restricciones longitudinales embebidas en la viga cabezal y conectadas al tablero a través de los diafragmas. La transmisión de cargas transversales se realiza por medio de llaves de corte entre el tablero y la viga cabezal. En el caso de los pilares S49, S50 y S51 la unión de la super-estructura es monolítica. El diseño de la sub-estructura (pilotes, cabezales de pilotes, columnas y vigas cabezal) es controlado fundamentalmente por las consideraciones del diseño sísmico, ver figuras 2.4, 2.5 y 2.6.

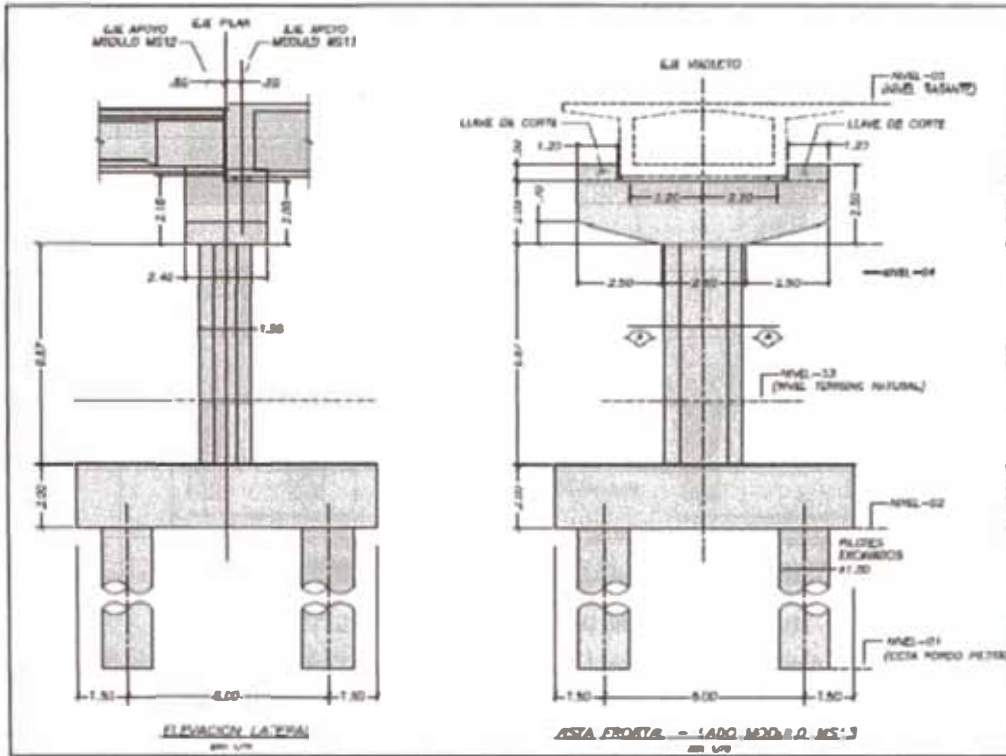


Figura N° 2.4: Elevación Pilar S48 (el S52 es similar)

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

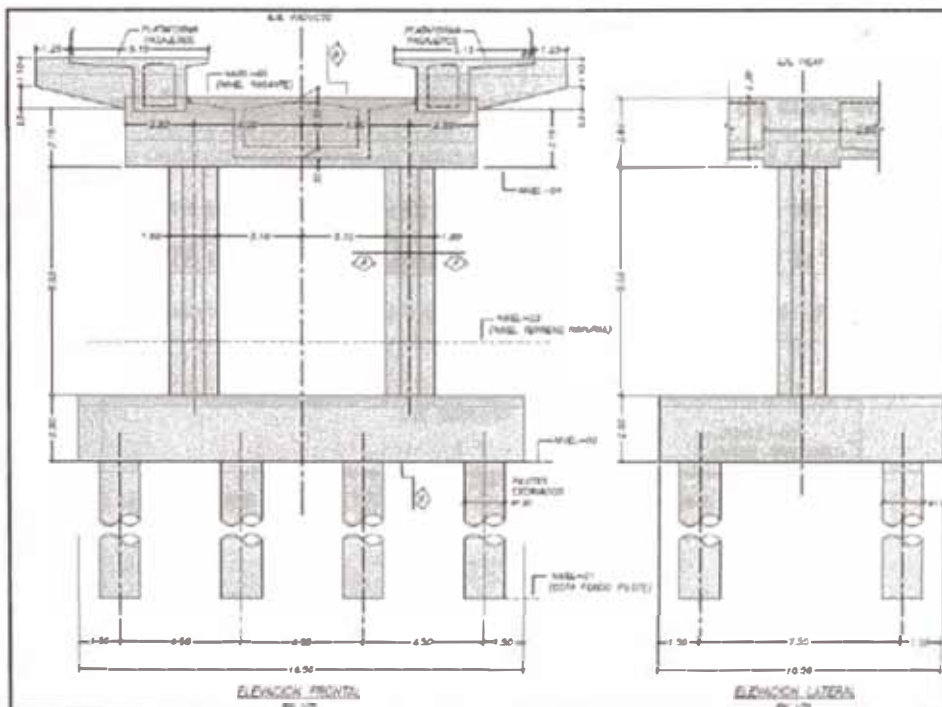


Figura N° 2.5: Elevación Pilar S49

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

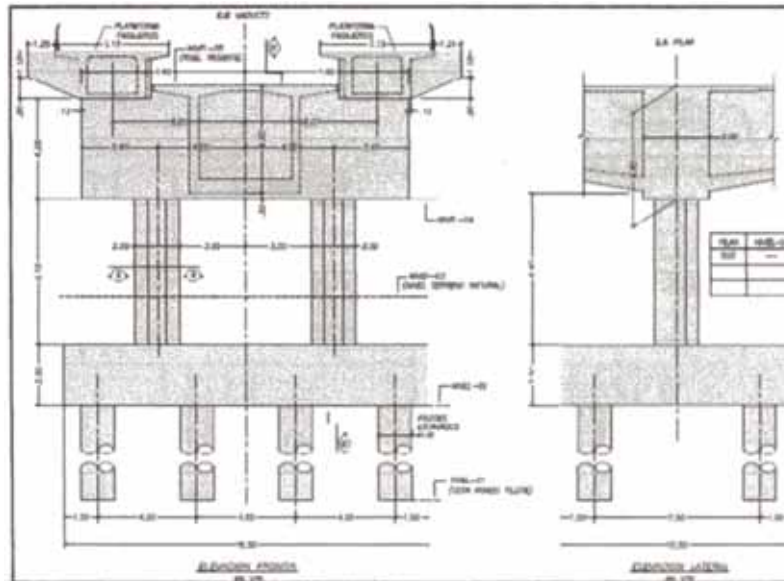


Figura N° 2.6: Elevación Pilar S50 (el S51 es similar)

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Las zapatas del cruce San Carlos son de sección rectangular. La dimensión típica de las zapatas está indicada en los planos de geometría, determinada según los criterios de diseño. El peralte es de 2.00 m en los pilares S48 y S52 y 2.50 m en los pilares S49, S50 y S51.

Las zapatas son vaciadas in situ sobre un solado de 5 cm de concreto de $f'c=10$ MPa, siendo la resistencia del concreto de las zapatas a los 28 días en 28 MPa. Las columnas para el módulo MS12 tendrán una resistencia a la compresión de $f'c=28$ MPa a los 28 días. Las siguientes figuras desde la 2.7 a la 2.11, muestran las secciones transversales de las vigas cabezales en los diferentes ejes:

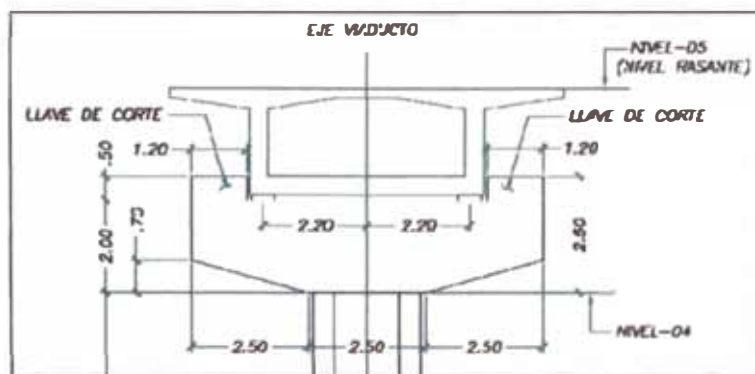


Figura N° 2.7: Sección Transversal Viga cabezal S48 y S52

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

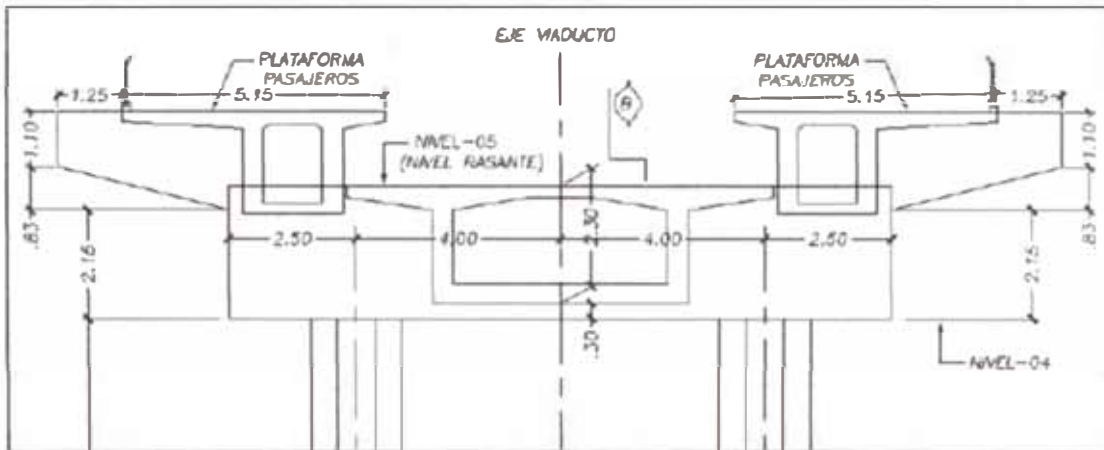


Figura N° 2.8: Sección Transversal Viga cabezal S49

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

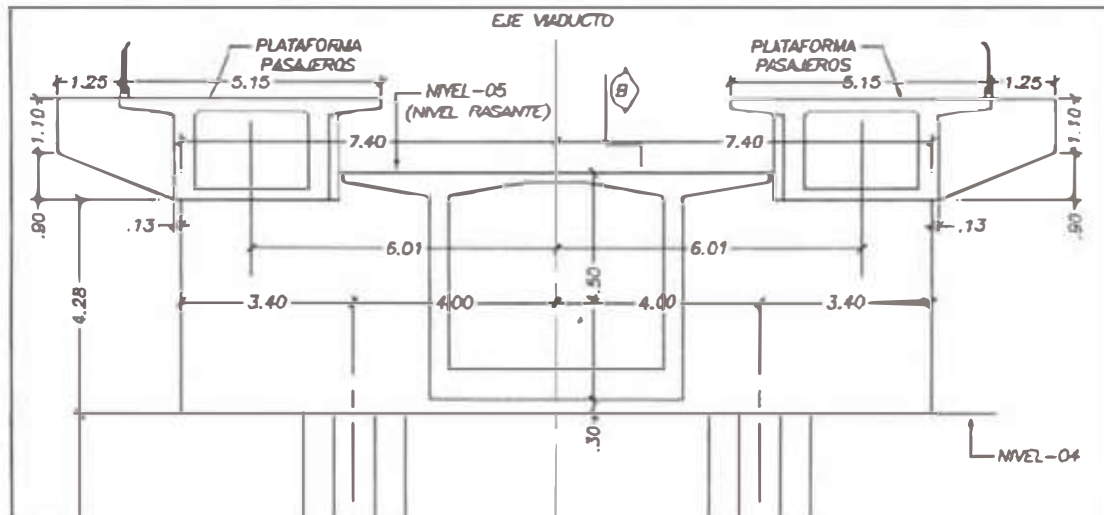


Figura N° 2.9: Sección Transversal Viga cabezal S50 y S51

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

El tablero para el módulo MS12, sin incluir los bordes típicos tiene un ancho total de 8.36 m.

La sección típica es de sección cajón de una sola celda de ancho total de 8.36 m. la losa del tablero es de espesor variable, con un espesor mínimo de 200 mm (centro de tablero y extremos de volados) y un máximo de 450 mm (sobre las almas), siendo las almas de un espesor uniforme de 400 mm.

La losa inferior tiene un ancho de 5.00 m, el espesor de la losa tiene un mínimo de 200 mm en la zona de flexión positiva, y se incrementa a 400 mm en la zona de máximos momentos negativos sobre el pilar S49 y a 600 mm en la zona de máximos negativos sobre los pilares S50 y S51. Ver figura N° 2.10 y N°2.11 (secciones transversales del tablero). Además se indica que estas vigas tienen un concreto de resistencia $f'c=35\text{MPa}$.

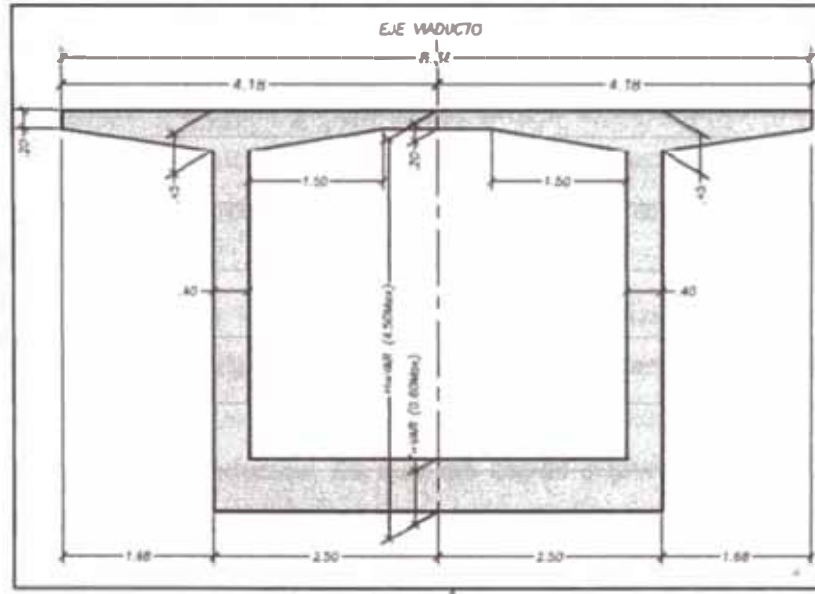


Figura N° 2.10: Sección Transversal Tablero S50 y S51

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

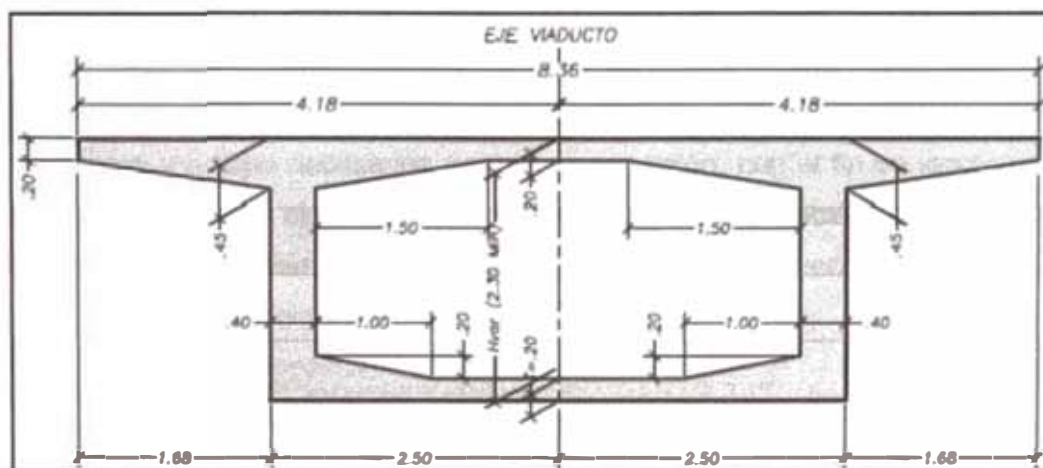


Figura N° 2.11: Sección Transversal Tablero S49

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO

3.1 CIMENTACIONES PARA PUENTES

Las estructuras se apoyan en el terreno, por lo que éste pasa a formar una parte más de la misma, esto se debe a que el terreno por sus condiciones naturales presenta menos resistencia y mayor deformabilidad que los demás componentes de la edificación, debido a ello se busca implementar cierto artificio a la estructura que permita transmitir y repartir las cargas al terreno de una manera adecuada para que el mismo no falle o se deforme al exceder su resistencia puntual, este artificios son la cimentaciones o apoyos de la estructura.

Las cimentaciones pueden ser superficiales o profundas. Las superficiales mediante zapatas, están limitadas al caso de suelos suficientemente compactos y resistentes o de rocas, fuera del alcance de la socavación del río. Lo más usual, en el caso de los viaductos, es que las capas superiores del terreno no sean capaces de soportar las cargas, y que el peligro de socavación sea alto, recurriéndose entonces a cimentaciones profundas, que suelen ser pilotes.

Antes de aventurarse a la elección de un tipo de cimentación, el ingeniero necesita aplicar su buen criterio al comparar y analizar los resultados de cálculos de socavación basados en la información topográfica, hidrológica, hidráulica y de estratigrafía del suelo, la profundidad del nivel de aguas freáticas, la ubicación geográfica del lugar en sí, su accesibilidad para la transportación de materiales, mano de obra y equipo necesarios para la construcción, con el fin de lograr un diseño razonable de la cimentación del puente, así como también los posibles efectos que dicha construcción puede acarrear sobre su entorno (efectos sociales, económicos, ecológicos, etc.)

Debido a que la cimentación del cruce especial San Carlos se realizó en la Av. Próceres con la Av. El Sol y que según los estudios geotécnicos el suelo es areno gravoso se vio la necesidad de realizar una cimentación profunda a través de pilotes excavados, los cuales tienen un diámetro de 1.5 m y a diferentes profundidades (para más información ver anexo C).

3.2 TIPOS DE CIMENTACIONES

3.2.1 Cimentaciones Profundas

Estas cimentaciones se usarán cuando el terreno firme no se encuentra en la superficie sino a mayor profundidad. La cimentación profunda más usada es la cimentación por pilotes.

3.2.1.1 Pilotes

Los pilotes son elementos estructurales con un área de sección transversal pequeña, comparada con su longitud, y usualmente se instalan usando una piloteadora que tiene un martinete o un vibrador. A menudo se hincan en grupos o en filas, conteniendo cada uno suficientes pilotes para soportar la carga de una sola columna o muro.

Los pilotes se construyen en una gran variedad de tamaños, formas, y materiales para adaptarse a muchos requisitos especiales, incluyendo la competencia económica.

A) Según su forma de trabajo:

- Pilotes rígidos de primer orden: Aquellos cuya punta llega hasta el firme transmitiéndole la carga aplicada a la cabeza. La acción lateral del terreno elimina el riesgo de pandeo.
- Pilotes flotantes: Aquellos cuya punta no llega al firme, quedando hincado en el terreno suelto y resistiendo por adherencia, su valor resistente es función de la profundidad diámetro y naturaleza del terreno. Se sitúan en terrenos de resistencia media baja y transmiten su carga por fricción, a través del fuste.
- Pilotes semi-rígidos: Aquellos cuya punta llega hasta el firme, pero éste está tan profundo, o es tan poco firme, que el pilote resiste simultáneamente por punta y por adherencia.

B) Según el sistema constructivo:

- Pilotes prefabricados hincados, ejecutados a base de desplazamiento del terreno.
- Pilotes perforados, ejecutados a base de extracción de tierras y relleno de concreto armado.

C) Según la sección del pilote:

- Micropilotes: Diámetro menor de 200mm., se emplean en obras de re-cimentación.
- Pilotes convencionales: Diámetros de 300 a 600mm.
- Pilotes de gran diámetro: Diámetro mayor de 800mm. Ver figura N°3.1
- Pilotes pantalla: De sección pseudo-rectangular

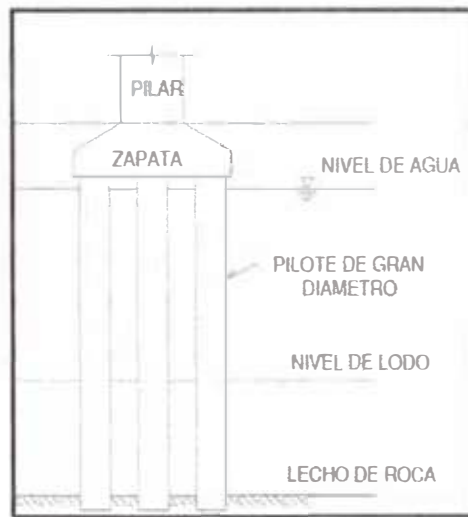


Figura N°3.1: Pilotes de gran diámetro

Las cimentaciones profundas para el módulo MS12 (cruce San Carlos) están constituidas por pilotes perforados con diámetro 1500mm.

3.2.1.2 Pilotes excavados

Los pilotes excavados y vaciados "in situ" se emplean prácticamente en todo tipo de terrenos, con los equipos de perforación adecuados. Constituyen una de las soluciones clásicas de cimentación, a los problemas planteados bien por baja capacidad portante del terreno o bien por la necesidad de soportar grandes cargas transmitidas por la estructura a cimentar.

Con los pilotes excavados se pueden alcanzar grandes profundidades y por la excavación que se realiza se pueden conocer los diferentes estratos del terreno. Tienen el inconveniente de que exigen una minuciosa ejecución y de que puede haber peligro de lavado del concreto por las corrientes subterráneas. Estos tienen como característica el llenar con concreto las excavaciones efectuadas

previamente con equipos rotatorios y manteniendo la excavación abierta debido a su funda metálica.

Según el proceso de construcción, tendremos los siguientes tipos de pilotes:

- Pilotes Barrenados:
 1. Sin entubación
 2. Vaciado por el tubo central de la barrena.
- Pilotes de Extracción:
 1. Con entubación recuperable
 2. Con camisa perdida
- Pilotes perforados con lodos bentoníticos.
- Pilotes de desplazamiento con :
 1. Azuche
 2. Tapón de gravas
 3. Por rotación
- Pilotes inyectados

3.2.2 Cimentaciones Superficiales

Cuando a nivel de la zona inferior de la estructura, el terreno presenta características adecuadas desde los puntos de vista técnico y económico para cimentar sobre él, la cimentación se denominará superficial.

En estructuras importantes tales como puentes, las cimentaciones incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se produzcan deterioros. Las cimentaciones superficiales para el módulo MS12, están constituidas por zapatas, como se puede apreciar en la figura N°3.2.

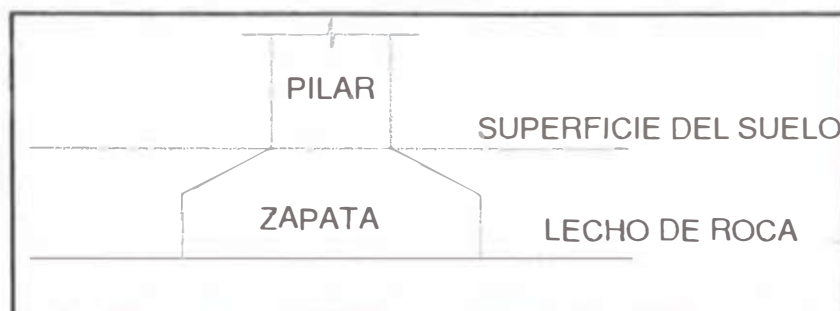


Figura 3.2: Cimentación Superficial

3.2.2.1 Zapatas

Zapata es una ampliación de la base de una columna o muro que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo. A las zapatas que soportan una sola columna se llaman individuales o zapatas aisladas.

Las zapatas se deben dimensionar para resistir las cargas mayores y reacciones inducidas de acuerdo con los requisitos de diseño del Código que correspondan, se deben diseñar para resistir los efectos de las cargas axiales, cortes y momentos maximizados. El tamaño (área de la base) de una zapata, se determina en base al esfuerzo admisible del suelo.

Para las zapatas se especifica el siguiente procedimiento de diseño:

- a. El tamaño de la zapata (dimensiones en planta) se determina en base a las cargas (permanentes, sobrecargas, de viento, sísmicas, etc.) no factorizadas (de servicio) y al esfuerzo admisible del suelo.
- b. Una vez establecidas las dimensiones en planta, la altura de la zapata; la cantidad de refuerzo requerido se determinan en base a las presiones de servicio y los cortantes y momentos de sismo; estos elementos y presiones de servicio se multiplican por los factores de carga que corresponda.

Para fines del análisis, se puede asumir que una zapata es rígida, con lo cual para cargas centradas se obtiene un esfuerzo en el suelo uniforme y para cargas excéntricas se obtiene una distribución triangular o trapezoidal (combinación de carga axial y flexión). A la zapata sólo se debe transmitir el momento flexionante que existe en la base de la columna.

El peralte de la zapata lo define la resistencia al esfuerzo cortante ocasionado por los esfuerzos inducidos al terreno. Para determinar el peralte requerido para la zapata se debe verificar tanto el cortante en una dirección, como el corte en dos direcciones. El corte en una dirección supone que la zapata se comporta como una viga ancha, con una sección crítica que atraviesa la totalidad de su

ancho. A pesar de que el cortante en una dirección rara vez determina la resistencia al cortante de una zapata, el diseñador debe verificar que no se supere la resistencia al cortante correspondiente a cortante en una dirección. Para el cortante en dos direcciones se debe verificar la resistencia al cortante por punzonado.

La clasificación de zapatas es muy amplia. Según su forma de trabajo se puede clasificar como: aislada, combinada, corrida o continua y arriostrada o atada. Según su forma en planta su clasificación será: rectangular, cuadrada, circular, anular o poligonal.

A) Zapata aislada cuadrada

En este tipo de zapatas el elemento estructural que transmite los esfuerzos será un pilar, pudiendo ser éste de concreto o metálico. El pilar arrancará siempre desde el centro geométrico de la base de la zapata. En el caso de pilares de concreto armado se deberá dejar una armadura vertical saliente de la zapata como armadura de espera para unión con la armadura del pilar, para que se produzca la transferencia de esfuerzos del pilar a la zapata.

B) Zapata corrida

La zapata corrida es una zapata continua que servirá como cimentación generalmente a un muro de concreto armado. El elemento estructural que transmitirá los esfuerzos a la cimentación será por tanto un muro. El muro transmitirá una carga lineal a la zapata. Esta solución es muy apta tanto para edificios residenciales como industriales con sótanos que requieran de muros de contención.

3.3 SUBESTRUCTURA DEL PUENTE

3.3.1 Columnas

La columna es un elemento sometido principalmente a compresión, por lo tanto el diseño está basado en la fuerza interna, conjuntamente debido a las condiciones propias de las columnas, también se diseñan para flexión de tal forma que la combinación así generada se denomina flexocompresión.

La compresión es el principal factor que determina el comportamiento del elemento, es por ello que el predimensionado de columnas consiste en determinar las dimensiones que sean capaces de resistir la compresión que se aplica sobre el elemento así como una flexión que aparece en el diseño debido a diversos factores. Cabe destacar que la resistencia de la columna disminuye debido a efectos de geometría, lo cuales influyen en el tipo de falla.

El efecto geométrico de la columna se denominan esbeltez y es un factor importante, ya que la forma de fallar depende de la esbeltez, para la columna poco esbelta la falla es por aplastamiento y este tipo se denomina columna corta, los elemento más esbeltos se denominan columna larga y la falla es por pandeo. La columna intermedia es donde la falla es por una combinación de aplastamiento y pandeo.

Dentro de los requisitos fundamentales de una estructura o elemento estructural están: equilibrio, resistencia, funcionalidad y estabilidad. En una columna se puede llegar a una condición inestable antes de alcanzar la deformación máxima permitida o el esfuerzo máximo. El fenómeno de inestabilidad se refiere al pandeo lateral, el cual es una deflexión que ocurre en la columna, cuando aparece incrementa el momento flector aplicado sobre el elemento, el aumento de la deflexión agranda la magnitud del momento flector, creciendo así la curvatura de la columna hasta la falla; este caso se considera inestable. Por ello la resistencia de la columna sometida a compresión tiene dos límites, el de resistencia para columnas cortas y el de estabilidad para columnas largas. La estabilidad es así el nuevo parámetro que define además de la resistencia y la rigidez, las dimensiones de la columna.

Las columnas o pilares se pueden clasificar según su forma: Pilar en T, Pilar columna, Pilar de dos columnas, Pilar de tres columnas, Pilar tipo Placa y Pilar tipo Pórtico. En la figura N°3.3 se muestra la clasificación de las columnas, según su forma.

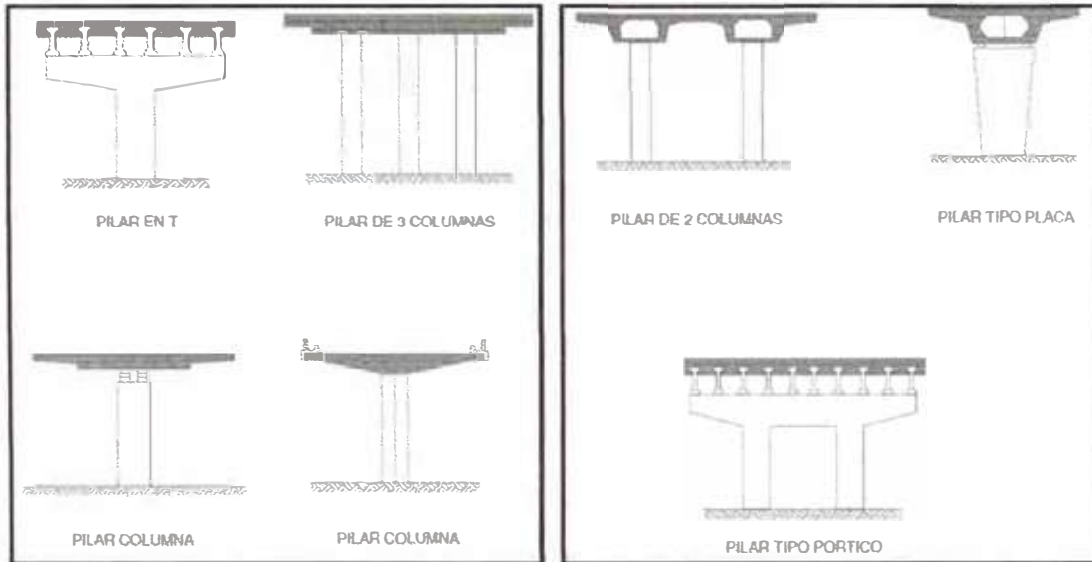


Figura N°3.3: Clasificación de columnas

3.4 SUPERSTRUCTURA DEL PUENTE

3.4.1 Viga Cajón

Las secciones cajón, por sus características geométricas permiten contar con una gran rigidez torsional y gran rigidez a flexión que posibilita absorber satisfactoriamente las altas solicitaciones a las que se ven sometidas.

La sección cajón consta de una losa inferior, una losa superior y almas. La losa superior materializa la plataforma, conduce las cargas a las almas y se comporta a compresión. Las almas se encargan de llevar las cargas de cortante a los apoyos. Y la losa inferior cierra el circuito de torsión y almacena las precompresiones del preesfuerzo.

Las vigas de sección cajón de una sola celda son las secciones más eficientes para su construcción y de hecho son las que más se utilizan. Las almas pueden ser perpendiculares a la losa o inclinadas, pero cabe anotar que las inclinadas presentan algunas dificultades para el encofrado cuando el peralte de la viga es variable. El espesor de las almas y de la losa inferior debe ser suficiente para acomodar el número de tendones requeridos.

Como se detalló anteriormente, este tipo de vigas presentan una elevada rigidez a la torsión y por ello pueden apoyarse sobre pilares individuales intermedios y emplearse para puentes curvos. Además, también permite tener mayor esbeltez porque pueden absorber esfuerzos grandes tanto en la losa superior como inferior. De acuerdo con lo anterior, la viga de sección cajón presenta como ventajas su eficacia y su buen comportamiento estructural, así como un menor peso, es decir ligereza.

Así como tiene ventajas, esta sección presenta como desventaja para algunos constructores una mayor complejidad constructiva con respecto a otras secciones. Ya que el vaciado de concreto in-situ se tiene que hacer por fases, las características del encofrado son un poco complejas y en algunas ocasiones se presenta un bajo rendimiento del equipo de vaciado.

3.4.1.1 Beneficios de la Viga Cajón para un Puente

Un gran número de los puentes y viaductos de luces medias y grandes que se construyen en la actualidad emplean una sección cajón como elemento portante principal para absorber los esfuerzos longitudinales del tablero. Esto es debido a que, desde el punto de vista resistente, la sección cajón resulta óptima para hacer frente a los esfuerzos de flexión y torsión que solicitan a los tableros de un puente. Sus ventajas resistentes son ampliamente reconocidas dentro del contexto del proyecto y construcción de puentes, y cuando la luz del tablero alcanza el rango de las luces medias empiezan a compensar su mayor complejidad constructiva frente a otras configuraciones de la sección transversal.

Analizando desde el punto de vista resistente, la sección en cajón tiene las siguientes ventajas:

- Tiene una gran cabeza superior e inferior, lo que la hace apta para soportar grandes momentos flectores positivos y negativos.
- Su condición de sección cerrada le proporciona una gran rigidez a la torsión, alabeos pequeños y distorsión reducida.
- Su gran rigidez transversal permite reducir al mínimo el espesor de sus paredes.
- Tiene un gran radio de giro, relación Inercia/Área, por lo que se obtiene un excelente rendimiento para el preesforzado.
- Por lo tanto, el puente con sección en cajón es, actualmente, el puente de ferrocarril más conveniente para luces superiores a 35 metros. En realidad este tipo de sección podría utilizarse para todo tipo de luces, pequeñas y grandes, pero en las primeras, las dificultades de ejecución, no compensan las ventajas en peso y rendimiento que este tipo de sección presenta.

3.4.1.2 Características de la Sección Cajón:

Una característica esencial de la sección cajón es su excelente respuesta frente a las cargas excéntricas. Por un lado, su gran rigidez a la torsión le permite soportar la acción de estas cargas con deformaciones pequeñas, y, además, con escasísima incidencia de la torsión de alabeo, que en general resulta despreciable. Por otra parte, en los puentes de concreto es también

determinante su gran rigidez a la flexión transversal, motivada por su carácter cerrado con espesores de las paredes de varias decenas de centímetros. Ambas propiedades unidas, rigidez a la torsión y rigidez a la flexión transversal, confieren al cajón de concreto una característica esencial en su respuesta resistente.

En el diseño de la sección transversal influyen dos tipos de condicionantes: constructivos y resistentes. Los primeros son difícilmente valorables ya que dependen de factores tan diversos como la experiencia constructiva del constructor, sus medios, etc. De los segundos, los condicionantes resistentes, pueden destacarse los siguientes efectos.

Capacidad de resistencia a flexión: depende del peralte y de las áreas de la losa superior e inferior. Así podemos obtener un cajón más rígido y resistente aumentando el área de la losa inferior. La losa superior suele estar sobredimensionada y su anchura y grosor están fijados por condiciones funcionales y constructivas.

Flexibilidad transversal y deformabilidad por esfuerzo cortante: provocan una distorsión del cajón que determina una desigualdad en el reparto de las tensiones longitudinales de flexión. La flexión simple puede considerarse como la distribución tensional más conveniente, ya que solicita por igual todo el ancho de la sección.

Capacidad de resistencia a torsión: depende del espesor de las paredes del cajón y del área encerrada por las mismas.

Capacidad de resistencia de la losa superior frente a una carga directa: pueden producirse flexiones transversales importantes dependiendo de las luces entre almas y de la longitud de los voladizos exteriores.

A la luz de estas variables y para las anchuras de plataforma habituales (8.0-14,3 metros), se adopta normalmente una solución en cajón monocelular como forma de la sección transversal. Esta sección aprovecha la inmovilidad transversal de las cargas del tren para controlar los esfuerzos transversales pese

a la importante separación entre las almas, que se sitúan convenientemente bajo cada una de las vías más próximas a los carriles exteriores.

La esbeltez de los tableros en cajón es algo inferior a la de las losas y dependerá del proceso constructivo y sobretodo del esquema estructural longitudinal.

En puentes con sección en cajón, el peralte se mantiene generalmente constante para luces por debajo de los 50-60 metros. Para luces ya excepcionales, por encima de los 70 metros, lo más habitual es recurrir a un tablero de peralte variable construido por voladizos sucesivos.

La anchura inferior del cajón suele estar entre 5,0 y 5,5 metros. Esta losa inferior tiene un peralte transversalmente constante con valores que oscilan entre 20 y 40 cm y en las secciones de apoyo de los puentes continuos, pueden aumentar hasta doblarse para ganar cabeza de compresión.

La losa superior, en cambio, acostumbra a ser de espesor transversalmente variable, máximo en las almas, con valores de hasta 40-45 cm, y mínimo en el centro de sección y en los extremos de los voladizos, con valores no inferiores a 20 cm.

Las almas adoptan en general inclinaciones del orden del 10%, lo que aumenta su separación en cabeza y permite controlar la flexión transversal en los voladizos laterales. En lo que se refiere a su espesor, que puede ser variable para hacerse mayor sobre apoyos, valores de entre 40 y 65 centímetros son habituales, no siendo conveniente bajar a espesores menores por cuestiones constructivas.

En la figura adjunta a continuación (Figura N°3.4), se representan las secciones tipo cajón más ampliamente utilizadas en los viaductos en otros países.

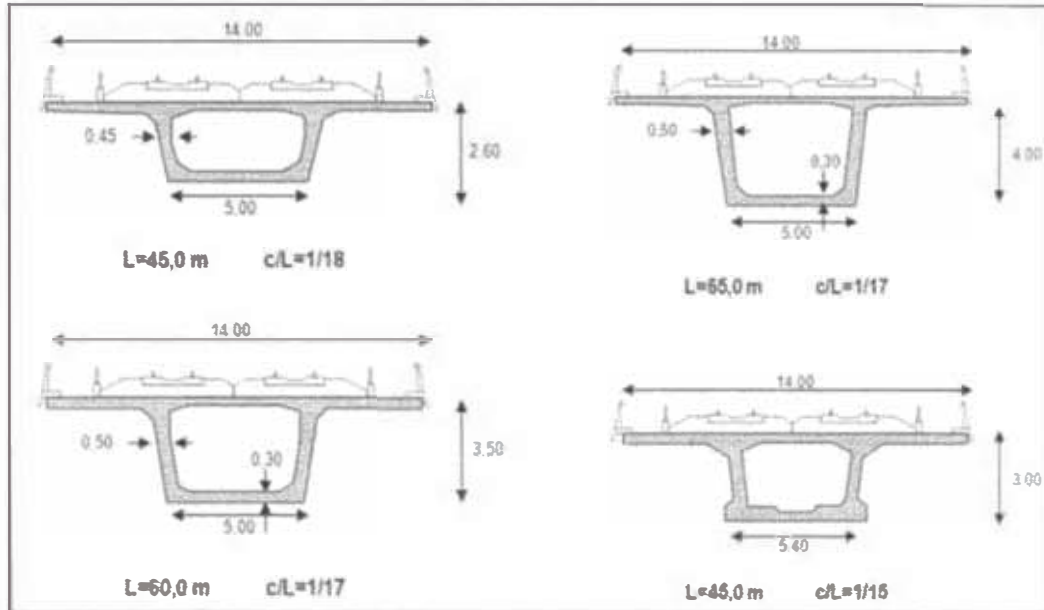


Figura N° 3.4: Secciones transversales tipo cajón

Fuente: AStiz, M.A. Manterola

Como característica de estas secciones, sección en cajón de peralte variable, cabe destacar que las almas que disponen son de menor grosor que las que utilizan los cajones de peralte constante. Este hecho es debido a que la variación del peralte reduce el esfuerzo cortante en las almas ya que, una parte importante de la carga, es transportada por la componente inclinada de compresión de la losa inferior.

Destacar que también es posible utilizar en los tableros de mayor luz una solución en la que el canto sea constante pero la inercia varíe al acercarnos al apoyo. Este incremento de la inercia, que nos permite controlar el estado tensional producido por los grandes momentos negativos que se producen en esta zona, se realiza a base de aumentar el espesor de la losa inferior.

Es muy poco frecuente realizar tableros para más de dos vías de tren. Sin embargo, en algunos casos, puede ser necesario disponer una sección en cajón para tres o cuatro vías. En estos casos, cuando se aumenta mucho la anchura del puente, la sección transversal del cajón mono-celular, sobre todo si tiene una relación ancho-luz grande, pierde eficiencia resistente y eleva mucho el costo de los equipos de construcción. Para evitarlo se han contemplado varias alternativas entre las que destacan: hacer un cajón de varias células, adosar

varias vigas cajón y construir un cajón mono-celular con puntales transversales (Figura N° 3.5). Esta última configuración es la solución que se ha impuesto en los últimos años

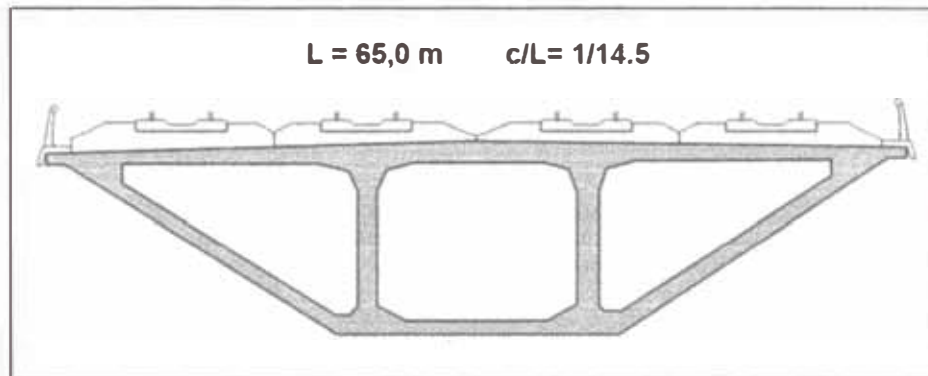


Figura N° 3.5: Secciones transversal tipo cajón para 4 carriles

Fuente: AStiz, M.A. Manterola

La figura anterior presenta un cajón monocelular bastante reducido en anchura, de forma que la losa superior queda dividida en tres vanos aproximadamente iguales. Esta disposición, que no sería lógica en un caso normal de viga cajón pues las flexiones debidas a la carga directa serían enormes en los voladizos laterales, aquí se reducen gracias a que la carga de la losa superior se transmite a una viga de borde longitudinal, la cual se apoya sobre puntales inclinados que transmiten su efecto a la confluencia entre el alma y la losa inferior del cajón principal.

Simultáneamente al buen comportamiento estructural, la sección en cajón monocelular con puntales transversales permite mantener acotadas las anchuras inferiores, lo que favorece que el dimensionamiento de los pilares no sea muy exagerado.

3.5 CONCRETO POSTENSADO

El concreto postensado es un material compuesto por concreto estructural, usualmente de alta resistencia ($f'c > 280 \text{ kg/cm}^2$) y por tendones de acero de alta resistencia, con límites de fluencia del orden de los 16000 kg/cm^2 , esto debido a las pérdidas de la fuerza de tensionamiento que se detalla más adelante.

Antes de la aplicación de las cargas externas, los tendones se tensionan contra el concreto, el que en consecuencia, está sometido a esfuerzos de pre compresión. También se emplea acero no tensionado ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) en forma de barras longitudinales y transversales para ayudar a soportar los esfuerzos de tensión en el concreto. La armadura pasiva reduce la formación de fisuras.

La fuerza de pre-esfuerzo puede tener una trayectoria recta, recta poligonal o curva. La trayectoria recta se emplea en el concreto pretensado mientras que la trayectoria curva es propia del concreto postensado.

La trayectoria parabólica del cable de postensado es la que mejor contrarresta el efecto de las cargas externas, consideradas úni formemente repartidas, y que por consiguiente producen diagramas de momentos parabólicos

Algunas definiciones importantes referentes al postensado:

- Todo postensado implica un acortamiento del concreto y un alargamiento del acero de postensado.
- La tensión del cable de postensado disminuye con el tiempo.
- Más que una armadura, el acero de postensado representa una fuerza.
- El centro de gravedad de la fuerza de postensado debe localizarse lo más alejado posible del eje centroidal E.C. de la sección con el fin de aumentar la excentricidad de esta fuerza y aumentar así el momento debido al postensado.
- La fuerza de preesfuerzo debe tener una magnitud y una posición tal que, para la acción de cargas muertas y vivas, el concreto se encuentre solicitado por esfuerzos de compresión o esfuerzos de tracción reducidos.

3.5.1 Pérdidas de fuerza de postensado

Las pérdidas de fuerza de tensión, durante el tensionamiento y a lo largo de la vida útil de los puentes en concreto postensado, exigen el empleo de aceros de alta resistencia en los que, a pesar de la disminución inevitable del esfuerzo inicial, exista siempre un esfuerzo actuante que garantice la efectividad de la fuerza de preesfuerzo. Por consiguiente el acero que se emplea en el concreto postensado debe tener un límite de fluencia más elevado.

En general se dispone de aceros de postensado con límites de fluencia del orden de 16000 kg/cm². Por otra parte se ha determinado que las pérdidas de la fuerza de preesfuerzo, durante la transferencia y en etapa de servicio, se deben a las siguientes causas:

3.5.1.1 Pérdidas que se presentan durante la transferencia de la fuerza de preesfuerzo, llamadas también pérdidas para tiempo $t=0$.

- Pérdidas por corrimiento en el anclaje (llamada también penetración de cuña).
- Pérdidas por acortamiento elástico del concreto.
- Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional y no intencional del cable de preesfuerzo.

3.5.1.2 Pérdidas debidas a efectos diferidos del concreto y del acero de preesfuerzo (durante la vida útil de la estructura).

- Pérdidas por flujo plástico del concreto (Creep).
- Pérdidas por retracción de fraguado del concreto (Shrinkage).
- Pérdidas por relajamiento del acero (Relaxation).

Una correcta valoración de estas pérdidas es esencial para el cálculo de la fuerza efectiva del tensado. Es tan perjudicial para el comportamiento de los materiales, acero de pre-esfuerzo y concreto, sobrevalorar esta fuerza como subestimar la misma.

3.5.1.3 Ventajas del Concreto pre-esforzado con respecto al Concreto Armado

	CONDICIÓN	CONCRETO ARMADO	CONCRETO PRESFORZADO
1	Aprovechamiento de la sección de concreto.	Se aprovecha solo la zona que trabaja a compresión sobre el eje neutro.	Se aprovecha toda la sección haciéndolo trabajar íntegramente a compresión
2	Longitud de la estructura sobre apoyos	Las luces grandes son limitativas porque se debe salvar con estructuras muy pesadas o usando varios apoyos.	Se utiliza para salvar grandes luces con el menor número de apoyos intermedios.
3	Peralte de vigas	El peralte de las vigas es de 1/10 de la luz.	El peralte de las vigas se acepta en 1/20 de la luz llegando a 1/25, 1/30 y 1/45 para losas, dependiendo del tipo de estructura y sobrecarga.
4	Peso total del conjunto de estructuras.	En función del peralte se estima mayor número de pilares o columnas y estribos lo que conlleva a zapatas de mayor dimensión, luego el volumen de estructuras es mayor.	En función del menor peralte las estructuras son aligeradas en su peso y se puede colocar menos apoyo o columnas más esbeltas que redundan en menor volumen de obra.
5	Durabilidad de la estructura	Las fisuras que se generan permiten el ingreso de oxígeno que se introduce hasta llegar al acero e inicia su corrosión.	Evita la fisuración, por lo tanto el acero en general se ve protegido de la corrosión.
6	Desencofrado de fondo de viga	Se acostumbra a retirar el fondo de vigas a los 21 ó 28 días de efectuado el vaciado según se obtenga la resistencia de diseño.	Se retira el fondo de las vigas inmediatamente después de efectuado el tensado, el cual se realiza en cuanto se obtenga el 80% de la resistencia de diseño.
7	Recuperación de estructuras	Si por alguna razón una viga o puente se hubiese deflectado hacia abajo generando grietas de consideración, la estructura es irreparable.	Si la viga o puente sufriera deflexión hacia abajo con grietas perpendiculares al cable, mediante los mismos cables se puede recuperar la estructura y resanar el concreto deteriorado.
8	Rehabilitación de estructuras	Sólo se consigue aumentando el área de las secciones.	Comprimiendo la fibra en tensión se puede incrementar la capacidad de carga.
9	Prefabricación	Debido a su peso se limita a luces cortas	Por utilizarse secciones esbeltas pueden prefabricarse luces mayores.
10	Columnas	La sección debe ser mayor en el sentido de las cargas laterales.	La sección debe ser menor al estar completamente comprimida soportando mejor las cargas laterales.

Cuadro N°3.1 Ventajas del concreto pre-esforzado

Fuente: "Análisis, Diseño y Construcción en Concreto Pretensado y Postensado" ACI-PERU 2002

3.5.2 Características del Concreto postensado

El concreto que se usa para postensar se caracteriza por tener mayor calidad y resistencia con respecto al utilizado en construcciones ordinarias. Los valores comunes de $f'c$ oscilan entre 350 y 500 kg/cm², siendo el valor estándar 350 kg/cm². Por muchas razones el concreto que se usa en la construcción de estructuras postensadas se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en concreto reforzado ordinario. Se le somete a fuerzas más altas, y por lo tanto un aumento en su calidad generalmente conduce a resultados más económicos. El uso de concreto de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a un mínimo. Se logran ahorros significativos en peso propio siendo posible que grandes luces resulten técnica y económicamente viables.

Existen otras ventajas. El concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más alto que el concreto de baja resistencia, de tal manera que se reduce cualquier pérdida del pre-esfuerzo debido al acortamiento elástico del concreto. Las pérdidas por flujo plástico que son aproximadamente proporcionales a las pérdidas elásticas, son también menores. Además, una alta resistencia en el concreto pre-esforzado es necesaria por varias razones:

- *Primero*, para minimizar su costo, los anclajes comerciales para el acero de pre-esfuerzo son siempre diseñados con base de concreto de alta resistencia. De aquí que el concreto de menor resistencia requiere anclajes especiales o puede fallar durante la aplicación del pre-esfuerzo. Tales fallas pueden ocurrir en los apoyos o en la adherencia entre el acero y el concreto, o en la tensión cerca de los anclajes.
- *Segundo*, el concreto de alta resistencia a la compresión ofrece una mayor resistencia a tensión y cortante, así como a la adherencia, y es deseable para las estructuras de concreto pre-esforzado ordinario.
- *Por último*, otro factor es que el concreto de alta resistencia está menos expuesto a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación del pre-esfuerzo.

CAPÍTULO IV

INGENIERÍA DEL DISEÑO

4.1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

De acuerdo a los estudios geotécnicos, el Cruce Especial San Carlos se ubica sobre el sector B, la cimentación de los pilares está conformada por zapatas apoyadas sobre pilotes debido a las grandes cargas que se transmiten. La cantidad de pilotes para cada uno de los pilares centrales es de 8 pilotes y 4 pilotes en cada uno de los dos pilares extremos.

En este subcapítulo se pudo determinar las condiciones del subsuelo a partir del estudio geotécnico desarrollado por el AATE, que sirvió para la elaboración del perfil estratigráfico del terreno y se determinó los parámetros para el diseño de la cimentación del puente.

La empresa contratista “CONSORCIO TREN ELECTRICO”, dentro de su programa de estudios geotécnicos para el expediente técnico definitivo “Proyecto Especial Sistema Eléctrico de Transporte de Lima y Callao, en el Tramo 2 de la Línea 1, para el Cruce especial San Carlos, consideró la ejecución de sondajes diamantinos y ensayos de penetración estándar, además realizó la investigación geofísica la cual abarca el puente, para lo cual se efectuó ensayos MASW y ensayo de refracción a lo largo del alineamiento del puente.

El área donde se ejecutó el puente está conformada por material aluvial que pertenece al cono de deyección del río Rímac. Asimismo se presentan, en menor proporción sobre depósitos fluvio-torrenciales de las quebradas transversales al valle del río Rímac, todas ellas circundadas por afloramientos de rocas intrusivas pertenecientes al batolito de la costa. Del registro de perforaciones desarrolladas por el Consorcio Tren Eléctrico se encontró material fluvial aluvial del río Rímac, conformados por suelos limosos, arcillo - limosos y arenosos. En el Anexo A “Informe de Estudios Geotécnicos Sector B” se podrá apreciar de mejor manera el perfil geotécnico de la zona del alcance del presente Estudio.

Se tomó en cuenta el estudio geotécnico realizado por el Consorcio Tren Eléctrico, entre los meses de septiembre y octubre del 2011 y los estudios realizados por AATE.

4.1.1 Estudio Geotécnicos Sector B

Se ejecutaron ensayos de penetración Cono de Peck, éste consiste en la introducción en forma continua de una punta cónica tipo Peck. El equipo que se empleó para introducir la punta cónica en el suelo es el mismo que el empleado en el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) ASTM-D-1586, en el que se reemplazará la cuchara standard por un cono de 6.35 cm (2.5”) diámetro de 60° de ángulo en la punta. Ambos ensayos se realizaron con la finalidad de determinar la resistencia cortante de los suelos. En la Tabla N°1 se adjunta el resumen de los sondajes de perforación ejecutadas, indicándose la ubicación y la profundidad alcanzada. El anexo A: “Informe de Estudios Geotécnicos Sector B”, contiene los estudios geotécnicos realizados en el sector B:

Tabla N°4.1: Resumen de los Sondajes de Perforación Diamantina

Tramo	Sondaje	Ubicación de Progresiva (Km)	Profundidad de Estratos	Litología	Clasificación
2	S-7	29+500	0.00-0.10	Tierra vegetal	TV
			0.10-1.50	Limo inorgánico	ML
			1.50-3.05	Arena mal graduada	SP
			3.05-3.50	Arena mal graduada limosa	SP-SM
			3.50-4.05	Grava mal graduada limosa	GP-GM
			4.05-4.50	Arena limosa	SM
			4.50-5.05	Grava mal graduada limosa	GP-GM
			5.05-5.50	Arena limosa	SM
			5.50-11.05	Grava mal graduada	GP
			11.05-13.50	Arena mal graduada limosa	SP-SM
			13.50-18.05	Arena limosa	SM
			18.05-19.50	Arena mal graduada limosa	SP-SM
	19.50-23.50	Arena mal graduada	SP		
	S-8	30+060	0.00-0.10	Tierra vegetal	TV
			0.10-1.10	Arena limosa	SM
			1.10-4.05	Grava mal graduada	GP
			4.05-4.50	Grava mal graduada limosa	GP-GM
			4.50-6.75	Grava mal graduada	GP
			6.75-7.35	Arena mal graduada	SP
			7.35-12.79	Grava mal graduada	GP
12.79-13.99			Arena mal graduada	SP	
13.99-16.56	Grava mal graduada	GP			

Fuente: Informe de Estudios Geotécnicos del Sector B
Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

4.1.2 Estudio Geofísicos Sector B

La técnica de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) (Park et al., 1999), es un método sísmico no destructivo que evalúa las condiciones de sitio, así como también los módulos elásticos lineales de los materiales. Dicho método analiza las propiedades de dispersión de los tipos de ondas sísmicas superficiales (modos fundamentales de ondas Rayleigh), las cuales se propagan horizontalmente a lo largo de la superficie desde el punto de impacto a los receptores. Los registros simultáneos de 12 o más receptores en distancias cortas (1-5 m) desde una fuente impulsiva o vibratoria, proporcionan una redundancia estadística para medir velocidades de fase.

Las velocidades para las ondas de compresión (P) y ondas de corte (S), nos permite estimar la rigidez inicial del suelo así como sus constantes elásticas dinámicas en la determinación de la respuesta dinámica del suelo.

En la Tabla N°2 se presenta los resultados de ensayos MASW, en la progresivas cercanas al módulo MS12. El anexo A: "Informe de Estudios Geotécnicos: Sector B", contiene los estudios geofísicos realizados en el sector B:

Tabla N°4.2: Resumen del ensayo MASW

Tramo	Línea Sísmica	Ubicación de Progresiva (Km)	Vs30 (m/s)	Tipo de Suelo (Según AASHTO)
2	LW-30	29+700	395	C
	LW-4	30+070	379	C
	LW-31	30+500	478	C
	LW-19	31+100	496	C

Fuente: Informe de Estudios Geotécnicos del sector B
Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

4.2 INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA

El levantamiento topográfico catastral realizado comprendió los distritos de Cercado de Lima, El Agustino y San Juan de Lurigancho, abarca desde la Avenida Grau a la Avenida Bayóvar; siguiendo la ruta del trazo geométrico de la línea 1-Tramo 2.

4.2.1 Cuadro de Poligonal de Apoyo

Las poligonales de apoyo se encuentra de manera detallada en el "Informe de poligonal", el cual se encuentra en el Anexo A, en donde se resume la poligonal de apoyo ubicada en el tramo S el cual incluye el Cruce Especial San Carlos, abarca el tramo comprendido entre la avenida Los Postes y la avenida El Sol intersectada con la Av. Próceres de Independencia.

- Nivelación (ver cuadro N°4.3)

Ubicación: Av Próceres Cdra . 21 (Av. Turmalinas) / Av. Próceres Cdra. 27 con Av. El Sol

Cuadro N°4.1: Datos de la nivelación

PUNTO	COTA	UBICACIÓN
MT-8	214.889	Jr. Las Turmalinas 100 - Av. Proceres Cdra.21, L.D.
MOTOS	215.352	Av. Proceres 2150-Tienda Ebenezer Motos, L.D.
BEST	215.894	Av. Proceres 2198/Jr. Agua Marina (Best Cable), L.D.
ODE	216.074	Av. Proceres 2261-Tecnifantás O.D.E.S.R.L., L.I.
HILARION	216.881	Av. Proceres 2301 con Av. San Hilarion Oeste, L.I.
AMERICA	217.449	Av. Proceres 2357-Ferretería America, L.I.
IGNACIO	218.433	Av. Proceres 2417 con Jr. Los Malvaviscos, L.I.
BASADRE	220.700	Av. Proceres 2485 con Av. Jorge Basadre, L.I.
SALOMA	221.455	Av. Proceres 2535 con Jr. Las Estrellas, L.I.
TOPACIOS	222.007	Av. Proceres 2582 con Jr. Los Topacios, L.D.
HUARCAYA	222.669	Av. Proceres 2632-La Casa del Perno, L.D.
AZULEJOS	223.102	Av. Proceres 2698 con Jr. Los Azulejos, L.D.
EXTASIS	224.624	Av. Proceres 2750 - Hostal Extasis, L.D.
MT-9	226.221	Av. El sol 376 (I.E.P.)/Jr. Nebulosa-Cdra.27, Proceres

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

- Poligonal de Apoyo (ver cuadro N°4.4)

Ubicación: Av. Proceres Cuadra 20 - Av. Proceres Cuadra 31 con Av. El Parque

Cuadro N°4.2: Datos de la poligonal de apoyo

Hito	Ang. Horizontal	Distancia	Azmut	Norte	Este	Cota
CTELS2		105.162		8672990.903	281385.056	
CTELS3				8672998.201	281280.147	
GNV	160°53'42.000"	68.773	254°52'25.276"	8672980.255	281213.757	215.361
MOTOS	268°48'40.000"	134.584	343°41'03.451"	8673109.419	281175.948	215.352
BEST	178°27'35.000"	105.052	342°08'37.486"	8673209.411	281143.736	215.894
ODE	139°37'05.000"	94.368	301°45'42.215"	8673259.085	281063.500	216.074
HILARION	223°17'34.000"	106.970	345°03'16.975"	8673362.436	281035.913	216.881
AMERICA	180°33'45.000"	135.296	345°37'03.392"	8673493.492	281002.306	217.449
IGNACIO	194°18'52.000"	136.982	359°55'57.630"	8673630.474	281002.146	218.433
BASADRE	193°31'04.000"	141.843	13°27'04.352"	8673768.427	281035.141	220.700
SALOMA	192°56'34.000"	127.700	26°23'41.210"	8673882.814	281091.910	221.455
TOPACIOS	228°00'44.000"	125.605	74°24'27.867"	8673916.576	281212.893	222.007
HUARCAYA	156°28'02.000"	90.530	50°52'31.355"	8673973.701	281283.123	222.669
AZULEJOS	175°28'12.000"	117.181	46°20'44.297"	8674054.591	281367.906	223.102
EXTASIS	173°23'10.000"	163.509	39°43'54.622"	8674180.337	281472.420	224.624
EL_SOL	158°00'00.000"	163.637	17°43'54.277"	8674336.200	281522.257	226.396
SAN_CARLOS	162°58'24.000"	101.489	0°42'17.952"	8674437.681	281523.506	226.913
GIMAS	197°23'14.000"	95.217	18°05'31.972"	8674528.190	281553.075	227.921
TISCO	193°54'36.000"	100.958	32°00'07.996"	8674613.805	281606.578	228.982
MUÑEZ	166°42'14.000"	66.637	18°42'21.752"	8674676.922	281627.949	229.727
PNP	165°23'18.000"	94.882	4°05'39.504"	8674771.561	281634.724	230.700
EDELNOR	194°02'12.000"	75.455	18°07'51.517"	8674843.270	281658.204	231.700
OSINER	211°27'23.000"	73.347	49°35'14.534"	8674890.819	281714.050	232.514
SAN_JUAN	163°47'46.000"	77.361	33°23'00.123"	8674955.416	281756.617	233.597
LIMO	181°22'50.000"	130.659	34°45'49.487"	8675062.754	281831.118	
CTELS6	89°51'00.000"	188.412	304°36'48.437"	8675169.779	281676.055	
CTELS7	180°00'00.000"	187.175	304°36'49.411"	8675276.102	281522.010	

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

4.2.2 Descripción del Trabajo

Para determinar la ubicación geo-referenciada (x, y, z) de los puntos resaltantes del terreno natural actual se tuvieron que realizar algunas actividades previas, que describimos a continuación:

- Se realizó un recorrido por las calles cercanas al trazo del viaducto, para definir la mejor ubicación de los vértices que sirvieron como centro de radiación; desde donde se realizó la toma de data de terreno natural actual. Estos vértices fueron localizados en aquellos lugares donde el tránsito vehicular y peatonal no les causó algún daño en su posición y/o elevación durante la ejecución del proyecto.
- Hay que considerar que esta ubicación permitió la toma de data sin problemas de visibilidad y/o accesibilidad con los equipos de precisión que utilizaron, tanto la Estación Total como el Nivel Óptico.
- Tomando en cuenta los requerimientos básicos anteriormente descritos, se procedió con el trazado de una poligonal de apoyo de tipo encuadrada que sirvió para realizar los levantamientos topográficos y el replanteo de las obras; tomando la información desde los vértices con la ayuda de una estación total TOPCON, serie 7501.
- Los trabajos de monumentación de los vértices, que son parte de la poligonal encuadrada de apoyo se realizaron en horas de la tarde, mientras que las lecturas angulares y en distancia, en las series necesarias se realizaron durante el fin de semana aprovechando las primeras horas del día; momento en que disminuye considerablemente el tránsito vehicular y peatonal.
- Esta información fue calculada y compensada en gabinete, utilizando el Sistema Topograph 98, que nos permite obtener las coordenadas de los vértices, que serán utilizadas como centro de radiación y toma de data de terreno natural.
- De esta manera se determinó la ubicación de los diversos puntos resaltantes del terreno, como son: límites de propiedad, postes, buzones, árboles, etc. Obteniéndose con estos datos una representación de la superficie actual y, como consecuencia un plano topográfico con curvas de nivel.

Equipo Utilizado:

- Estación total TOPCON modelo GPT-7501 con accesorios
- Un juego completo de Bases Nivelantes con su trípode y banderolas
- Nivel Electrónico LEICA SPRINTER 250M con mira de fibra de vidrio con código de barras
- Pintura, Clavos, Herramienta de fijación DX36 Hilti, etc.

Personal:

- Topógrafo
- Nivelador
- Auxiliares de Topografía
- Efectivos policiales para el resguardo del personal y/o equipos topográficos.

4.3 ANÁLISIS DE INGENIERÍA

4.3.1 Descripción

La estructura en estudio consiste de un viaducto elevado aporricado de concreto post-tensado con las siguientes características:

Luces	: 34 m + 35m + 55m + 40m = 164m
Número de Vías	: 2
Ancho del Tablero	: 8.36m (8.60m Total)
Tipo de Estructura	: Pórtico de Concreto Post-Tensado
Pilares	: De concreto armado, tipo Mono-Columna con Cimentación directa
Tablero	: Tipo Cajón mono-celda, Peralte Variable H=4.50m (Max) – 2.30m (Min)

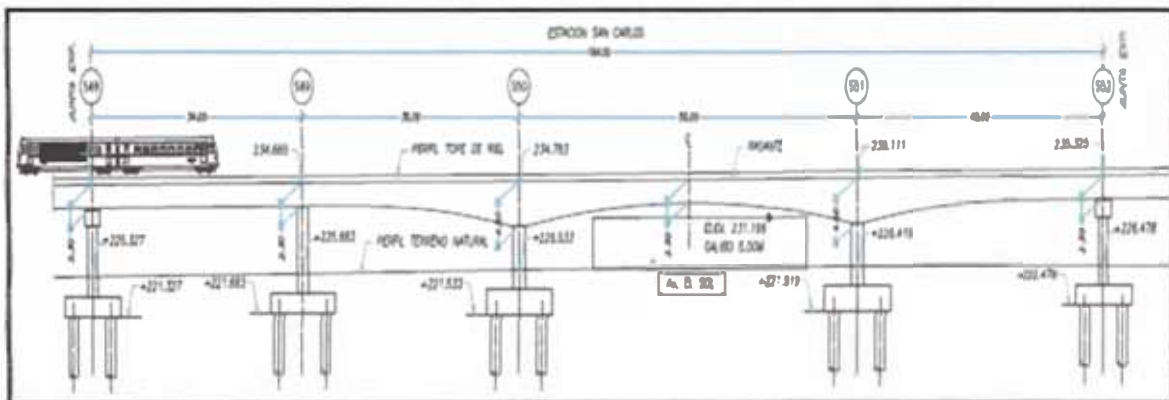


Fig.4.1 Viaducto elevado Tren Eléctrico – Vista General del Módulo MS12
Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

4.3.2 Materiales

Acero de Refuerzo: ASTM A 615 Grado 60, $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 ASTM A 706 Grado 60, $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 (Refuerzo Vertical y Estribos circulares en columnas)

Concreto:

- Pilote: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Solado: $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$
- Zapatas: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Columnas: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Tablero: $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ($f_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$)
- Soldadura: AWS E7018

Dispositivos de apoyo:

- Neopreno : DUREZA 60 SHORE A.
- Barras : ASTM F1554.
- Láminas Refuerzo : ASTM A709 Grado 36.

4.3.3 Normas de diseño

El Diseño Definitivo de las estructuras de los viaductos será elaborado de conformidad con la última versión de las normas de las siguientes instituciones, en lo que sea aplicable:

- Manual de Diseño de Puentes de PROVIAS NACIONAL.
- RNE – Reglamento Nacional de Edificaciones.
- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials): LRFD Bridge Design Specifications. 2010
- AREMA (American Railway Engineering Association): Manual for Railway Engineering.
- AASHTO LRFD – Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. 2009 (2010 Interim Revisions)
- ACI 318 – Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.
- TRB – Design of Elevated Guideway Structures for Rail Transit.
- ABI – Segmental Box Girder Standards.
- PCI – Prestressed Concrete Institute – Bridge Design Manual.
- ASTM – American Society of Testing and Materials.
- ACI – American Concrete Institute.
- AWS – American Welding Society

Donde existan consideraciones especiales a la que estas normas no hagan referencia, se usarán otras normas reconocidas y se señalará en cada caso.

4.3.4 CARGAS**4.3.4.1 Cargas de Peso Propio (DC)**

Para el cálculo de las demandas por peso propio de los elementos de concreto se utilizó un peso unitario $g_c = 2.50 \text{ ton/m}^3$.

4.3.4.2 Cargas Muertas (DW)

Las cargas muertas a considerarse serán las establecidas en los Criterios de Diseño del proyecto (Ver Cuadro N°4.3):

Cuadro N° 4.3. Cargas muertas empleadas.

Cargas	Valor	Unidades
Canaleta Central	4.79	kN/m
Canaleta Lateral	10.88	kN/m
Borde Típico	0.00	kN/m
Sonneville	34.49	kN/m
Rieles	5.88	kN/m
Sellado	1.75	kN/m
Utilidad	4.21	kN/m

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

4.3.4.3 Cargas Vivas (LL+IM)

Las cargas vivas empleadas en el dimensionamiento corresponden a las cargas correspondientes para un tren de dos coches cargados (Figura N° 4.1) y para un tren de dos coches cargados más la locomotora de maniobra (Figura N° 4.2)

- Carga Máxima por Eje de Coche Cargado : 11.58 ton
- Carga Máxima por Eje de Locomotora de Maniobra : 17.00 ton

Cada carga es puesta sobre la estructura en diversas posiciones en forma tal como para determinar los máximos y mínimos momentos flectores y otras sollicitaciones. Las figuras adjuntas muestran de forma esquemática la distribución:

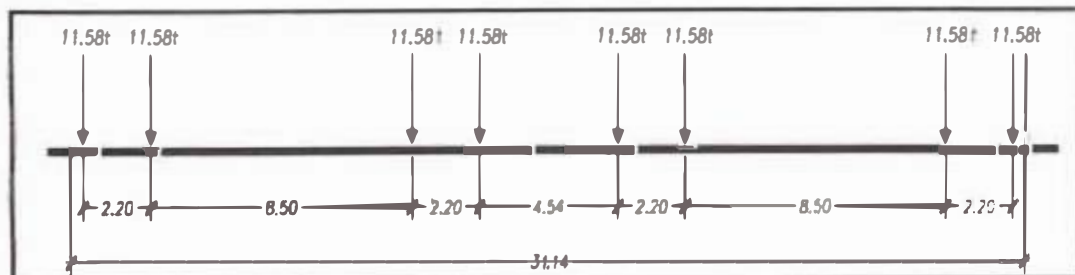


Figura N° 4.2 Carga viva I.

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

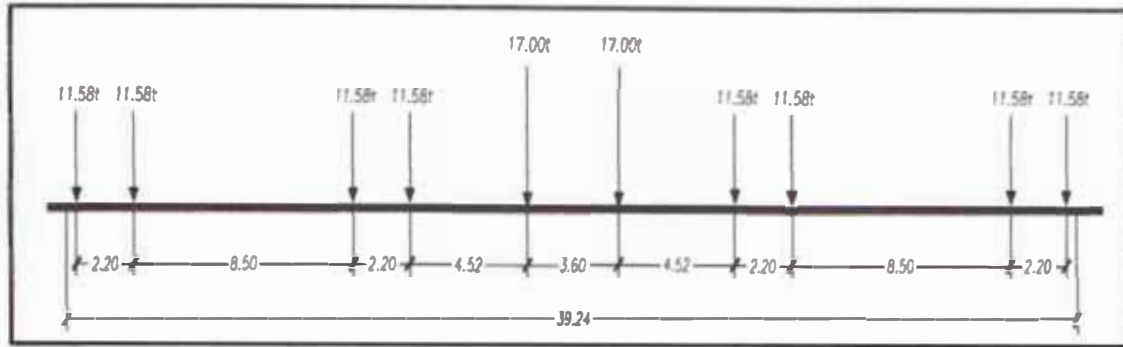


Figura N° 4.3 Carga viva II.

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

4.2.4.4 Cargas de Sismo

Para la determinación de las demandas por sismo se siguieron los lineamientos de las "Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design – AASHTO 2010", en la cual se incorporan los nuevos criterios de diseño sísmico por capacidad ("Displacement Capacity Design").

El cálculo de las demandas sísmicas en la sub-estructura se determinó en base a análisis inelásticos del tipo Push-Over para determinar la capacidad al desplazamiento y la capacidad de ductilidad de los elementos.

4.3.5 Combinaciones de Carga

Para la evaluación estructural del anteproyecto se emplearon las combinaciones de carga establecidas en AASHTO LRFD. Se evaluaron los estados límites de SERVICIO, RESISTENCIA y EVENTO EXTREMO.

a) Estado Límite de Servicio

Las combinaciones SERVICE I y SERVICE III fueron empleadas para determinar los máximos esfuerzos de tensión y compresión en los elementos de concreto pre-esforzado respectivamente.

b) Estado Límite de Resistencia

Para la evaluación del estado límite de resistencia para el anteproyecto se utilizó fundamentalmente la combinación de cargas STRENGTH I.

c) Estado Limite de Evento Extremo

La combinación EXTREME EVENT I fue empleada para determinar las demandas en la estructura bajo excitaciones sísmicas. Las demandas por sismo en la estructura fueron aplicadas de acuerdo a lo indicado en la sección 3.10 de AASHTO LRFD.

Cuadro N° 4.4. Factores de Combinación de Carga según AASHTO LRFD.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CY
STRENGTH I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
EXTREME EVENT I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICE III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICE IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

Cuadro N° 4.5. Factores de Carga Permanente γ_p

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag	Load Factor		
	Maximum	Minimum	
DC: Component and Attachments	1.25	0.90	
DC: Strength IV only	1.50	0.90	
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65	
EH: Horizontal Earth Pressure	• Active	1.50	0.90
	• At-Rest	1.35	0.90
	• AEP for anchored walls	1.35	N/A
	• Locked-in Erection Stresses	1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure	• Overall Stability	1.00	N/A
	• Retaining Walls and Abutments	1.35	1.00
	• Rigid Buried Structure	1.30	0.90
	• Rigid Frames	1.35	0.90
	• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts	1.95	0.90
	• Flexible Metal Box Culverts	1.50	0.90
	ES: Earth Surcharge	1.50	0.75

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

La extensión del tema de diseño longitudinal del puente se encuentra en la Memoria de cálculo Tramo S-Modulo MS12, el que se encuentra en el Anexo C.

4.3.6 Diseño de cimentaciones y subestructura

4.3.6.1 Cimentaciones Profundas

Según la sectorización, que se realizó en el estudio geotécnico, al Cruce especial San Carlos le corresponde el Sector C cuyo suelo presenta características propias de material de lecho de río y cuyas estructuras están cimentadas a través de pilotes. A continuación mostramos la modulación en análisis en la figura N°4.4



Figura N°4.4: Módulo MS12- Estación San Carlos

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

Para la cimentación profunda se determinó que los pilotes sean totalmente sumergidos, el cálculo de la longitud del pilote se hizo en base a los sondajes S-7 y S-8 (las características de estos sondajes fueron descritas en el Informe geotécnico del Módulo MS12-Ver Anexo A).

A) Criterios de Diseño Estructural

Para el cálculo de la longitud de los pilotes se hizo uso de sondajes diamantinos presentados en el informe geotécnico referido en el Anexo A y además se consideró que el nivel de desplante de las zapatas cabezales de pilotes se encuentran a - 6.00m por debajo del nivel de terreno natural.

La distribución de los pilotes en la zapata cabezal se ha hecho de tal forma que no se considera el efecto de grupo. Según recomendaciones de la norma AASTHO 2010 recomienda no considerar el aporte a la capacidad lateral del pilote, una longitud de 1 vez el diámetro en la parte superior del pilote, éstos debido a problemas de disturbación del suelo debido al proceso de excavado del pilote; pero por proceso constructivo el pilote empieza a ser perforado desde la superficie, luego se coloca la armadura y luego se realiza el colocado del concreto, hasta una altura de 1.50m por encima del nivel de fondo de zapata cabezal, luego se empieza con la excavación para el vaciado de la zapata cabezal, razón por la se considera que la longitud de 1.50m por debajo del nivel de cimentación no se consideraría un material disturbado; de lo anteriormente descrito se realizó el análisis de la capacidad de pilote considerando que el primer metro y medio medido desde la parte superior del pilote aporta a la capacidad lateral del pilote. De manera análoga la norma AASTHO 2010 no considera el aporte del último metro y medio del pilote, en el cálculo no se está considerando este aporte.

Además según la norma AASTHO 2010 especifica ciertos factores de reducción de la capacidad del pilote, los mismos que han sido considerados en el cálculo, ver cuadro N°4.8:

Cuadro N°4.6: Factores de reducción de la capacidad del pilote

FACTORES DE RESISTENCIA DE PILOTES			
	ZONA	ESTADO	FACTOR
SERVICIO	Fuste	Compresión	1.00
		Tracción	0.00
	Punta	Compresión	1.00
		Tracción	0.00
RESISTENCIA	Fuste	Compresión	0.50
		Tracción	0.00
	Punta	Compresión	0.55
		Tracción	0.00
EVENTO EXTREMO	Fuste	Compresión	1.00
		Tracción	0.80
	Punta	Compresión	1.00
		Tracción	0.00

Fuente: Norma AASTHO 2010

De acuerdo a los puntos anteriormente tratados se ha calculado la longitud de los pilotes en la estación San Carlos. El resumen de la longitud de pilotes es mostrado en el cuadro N°4.9:

Cuadro N°4.7: Pilotes en el Cruce especial San Carlos

ITEM	EJE	SONDAJE	N° VECES	PILOTES		
				DIAMETRO	LONGITUD (m)	N° DE PILOTES
MODULO MS12	S 48	S-07	1	1.5	13	4
	S 49	S-07	1	1.5	20	8
	S 50	S-07	1	1.5	35	8
	S 51	S-07	1	1.5	36	8
	S 52	S-07	1	1.5	13	4

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

B) Normas de Diseño

El Diseño Definitivo de las estructuras del puente será elaborado de conformidad con la última versión de las normas de las siguientes instituciones, en lo que sea aplicable:

1. Manual de Diseño de Puentes de PROVIAS NACIONAL.
2. AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials): LRFD Bridge Design Specifications. 2010
3. AASHTO LRFD – Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. 2009 (2010 Interim Revisions)
4. ACI 318 – Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.
5. ASTM – American Society of Testing and Materials.
6. ACI – American Concrete Institute.

Donde existan consideraciones especiales a la que estas normas no hagan referencia, se usarán otras normas reconocidas y se señalará en cada caso.

C) Cargas

Las cargas a considerar en el análisis y diseño de las estructuras del viaducto están basadas principalmente en la norma AASHTO LRFD, son:

- Carga muerta (DC-DW)
- Carga viva del tren eléctrico (LL)

- Fuerzas de Sismo (EQ)

D) Combinaciones de carga

- Servicio: DC+DW+LL
- Resistencia: 1.25 DC+1.50 DW+1.756 LL
- Evento extremo: 1.25DC+1.50DW+0.5LL+EQx
0.90DC+0.65DW+0.5LL+EQx
1.25DC+1.50DW+0.5LL+EQy
0.90DC+0.65DW+0.5LL+EQy

E) Materiales

- Concreto para pilotes: $f'_c = 28 \text{ MPa}$ (280 kgf/cm²)
- Acero de refuerzo Grado 60: $f_y = 420 \text{ MPa}$ (4.200 kgf/cm²)

F) Estructuras de las Cimentaciones Profundas

La estructura básica de las cimentaciones profundas es el pilote, el cual será del tipo excavado, en donde el acero es del tipo grado 60 con esfuerzo de fluencia de $f_y = 420 \text{ MPa}$ según ASTM 706, en donde el tipo de concreto a utilizar tiene una resistencia a compresión a los 28 días $f'_c = 28 \text{ Mpa}$.

F.1) Pilotes

Los pilotes son de sección circular. La sección típica de los pilotes y su altura están indicadas en los planos de estructuras del proyecto, determinada según los criterios de diseño. En la figura N°4.5, N°4.6 y N°4.7 se puede apreciar las características principales del pilote.

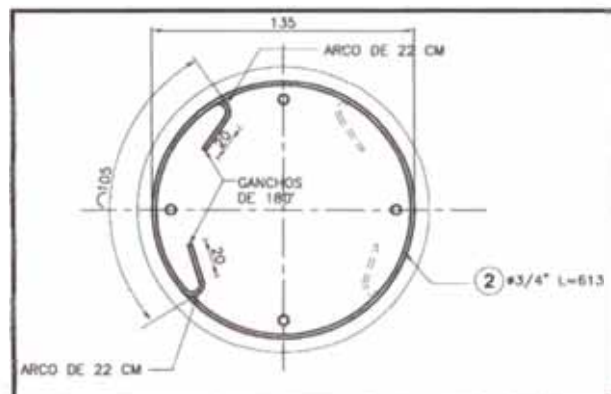


Figura N°4.5: Estribos del Pilote

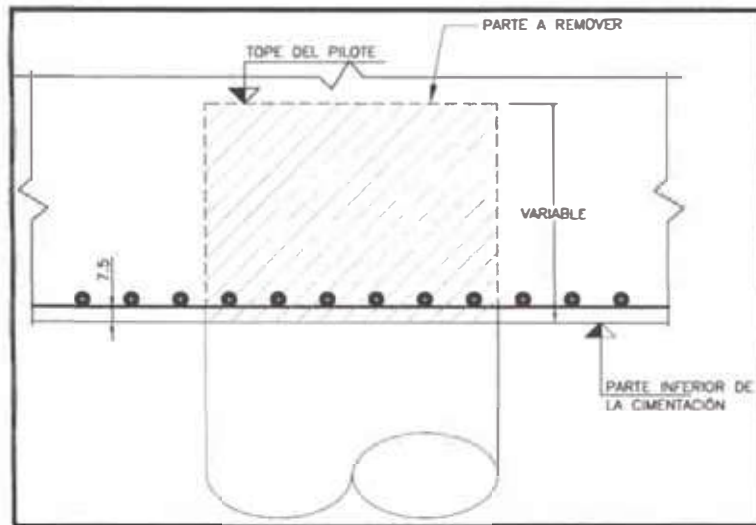


Figura N°4.6: Sección de Pilote

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

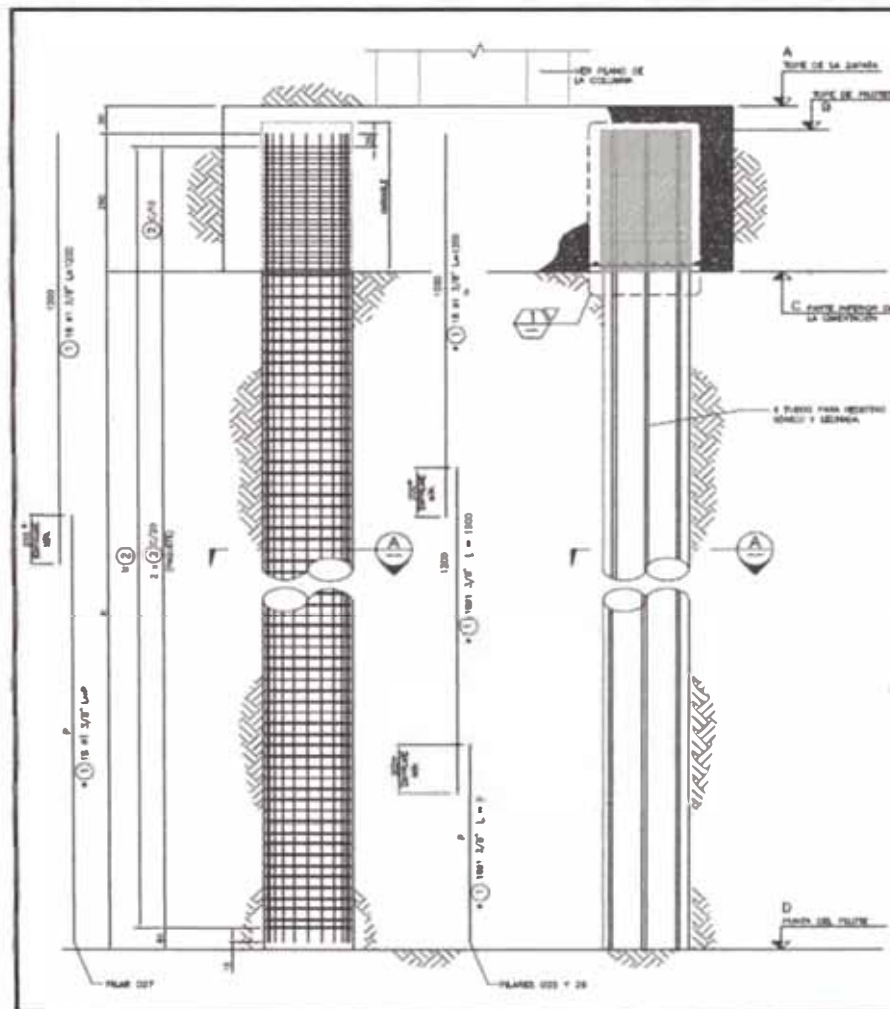


Figura N°4.7: Acero de Refuerzo Típico – Pilotes

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

La extensión del tema de diseño de pilotes se encuentra en la Memoria de cálculo de Pilotes, el cual se encuentra en el Anexo C.

G) Ensayos en Pilotes

La necesidad de realizar pruebas de carga en pilotes se justifica debido a que el análisis de la capacidad de carga de estos elementos está sujeto a incertidumbres tanto de las teorías del comportamiento del sistema pilote - suelo, así como la dificultad de definir confiablemente, mediante trabajo experimental el comportamiento mecánico de los suelos de un sitio.

Los objetivos que se persiguen con los ensayos en pilotes son:

- Verificar experimentalmente que la actual respuesta del pilote a la carga (reflejada en la relación carga-asentamiento) corresponde a la respuesta asumida por el diseñador.
- Determinar la integridad del pilote luego que el concreto ha fraguado, teniendo en cuenta las posibles fisuras u oquedades que hayan ocurrido durante el vaciado del concreto.

4.3.6.2 Cimentaciones Superficiales

El cruce especial San Carlos esta cimentado sobre pilotes, los ejes externos S48 y S52 están cimentados en zapatas de 9.0m x 9.0m x 2.0 m. Los ejes internos S49, S50 y S51 están cimentados en zapatas de 16.50m x 10.50m x 2.50 m. tal como se muestran en las figuras N°4.8 y N°4.9. En estas zapatas se usará concreto de 280kg/cm², en las zapatas extremas el volumen de concreto es de 162 m³ y cuenta con 43 toneladas de acero, en las zapatas internas el volumen de concreto es de 433 m³ y cuenta con 120 toneladas de acero.

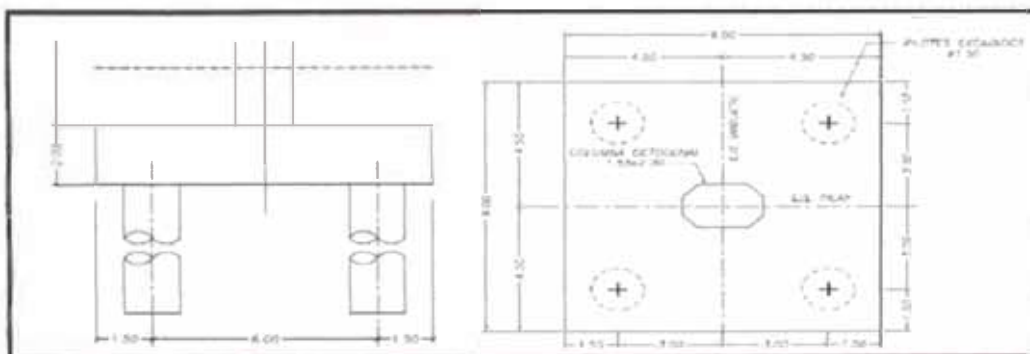


Figura N°4.8: Planta de la Cimentación Típica de las zapatas - Ejes S48 & S52

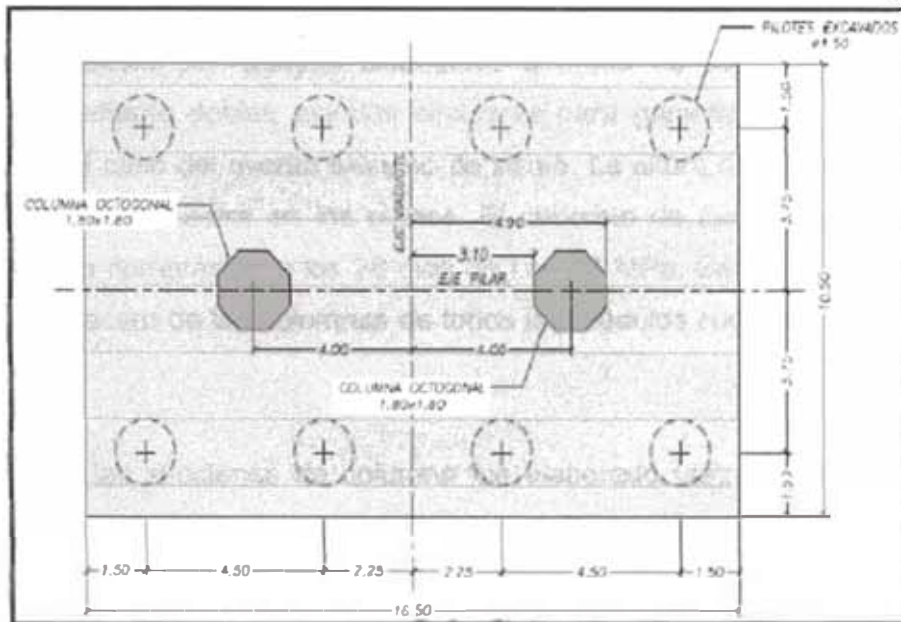


Figura N°4.9: Planta de la Cimentación Típica de las zapatas- Ejes S49, S50 & S51

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

La extensión del tema de diseño de zapatas se encuentra en el Anexo B: Memoria de cálculo – Pilotes – San Carlos.

4.3.6.3 Subestructura

El Cruce especial San Carlos se apoya sobre 2 monocolumnas tipo martillo en los exteriores (S48 y S52) y sobre 3 bicolumnas interiores (S49, S50 y S51), en las cuales se utilizó concreto con un $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, cemento Tipo I, agregado grueso huso 67, slump 6" - 8" y aditivos Polyheed 770R que es un reductor de agua y Rheobuild 1000 para que el concreto tenga una alta plasticidad.

Las columnas para los módulos MS1 a MS11 son de sección octogonal con dimensiones exteriores de 1.40m x 2.10m y 1.55m x 2.30m; dimensiones determinadas según los esfuerzos. Para el módulo MS12 los pilares S48 y S52, la sección de las columnas es del tipo octogonal alargado con dimensiones exteriores de 1.55m x 2.30m. Estructuralmente las columnas de los pilares S48 y S52 tienen la armadura de refuerzo dispuestas a modo de dos columnas circulares confinadas mediante estribos circulares entre lazados, con los que se pueden brindar mayores niveles de ductilidad en el caso extremo del evento del sismo. Para el pilar S49 la sección de las columnas es del tipo octogonal de

1.80m x 1.80m. Para los pilares S50 y S51, la sección de las columnas es del tipo octogonal de 2.00m x 2.00m. Las columnas de los pilares S49, S50 y S51 tienen la armadura de refuerzo dispuestas a modo de columnas circulares confinadas mediante dobles estribos circulares para garantizar una adecuada ductilidad en el caso del evento extremo de sismo. La altura de las columnas es variable como se muestra en los planos. El concreto de las columnas tendrá resistencia a la compresión a los 28 días de $f'_c = 28$ MPa. Se debe de tener en cuenta que el acero de las columnas de todos los módulos cumple con la norma ASTM A706.

El análisis de las secciones de columna fue elaborado utilizando los software comerciales de análisis estructural CSI Bridge y XTRACT, así como cálculos a mano y hojas de cálculo. El proyecto de columnas se elaboró conforme a:

- AASHTO 2010, Especificaciones para el Diseño de Puentes por el Método LRFD
- AASTHO 2009, Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (guía de especificaciones para el diseño sísmico de puentes por el método LRFD)

La extensión del tema de diseño de columnas se encuentra en el Anexo B: Memoria de cálculo – Tramo S – Modulo MS12

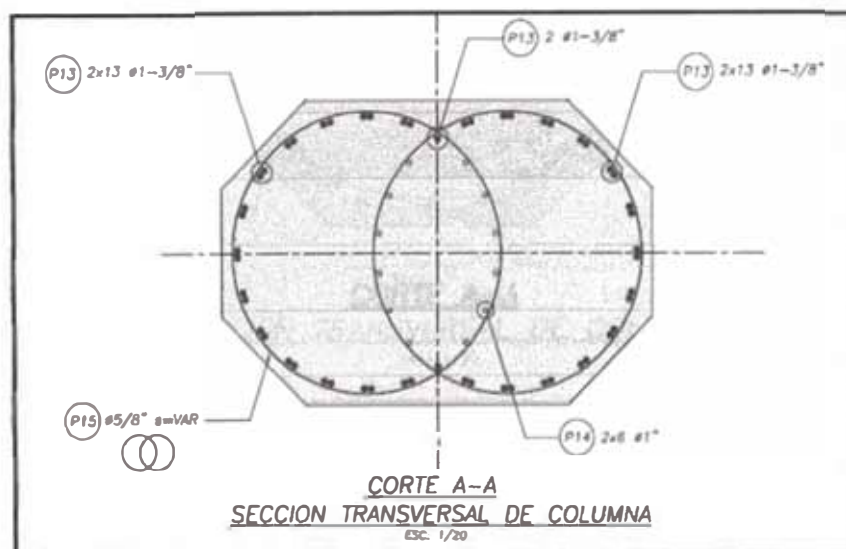


Figura N°4.10: Sección Transversal de la columna S48 y S52

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

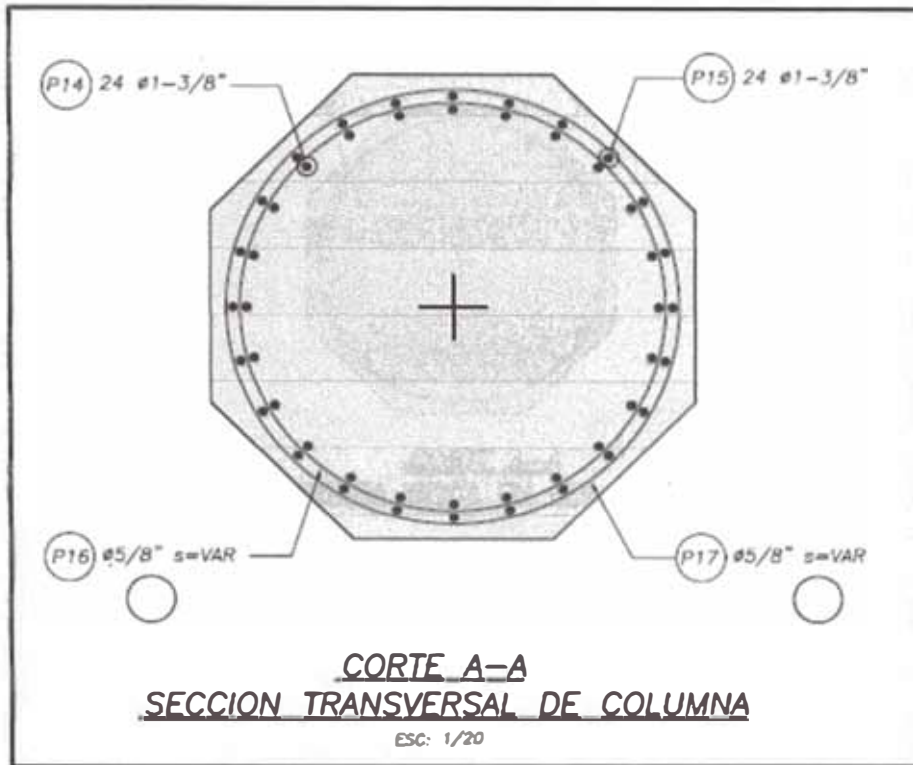


Figura N°4.11: Sección Transversal de la columna S49

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

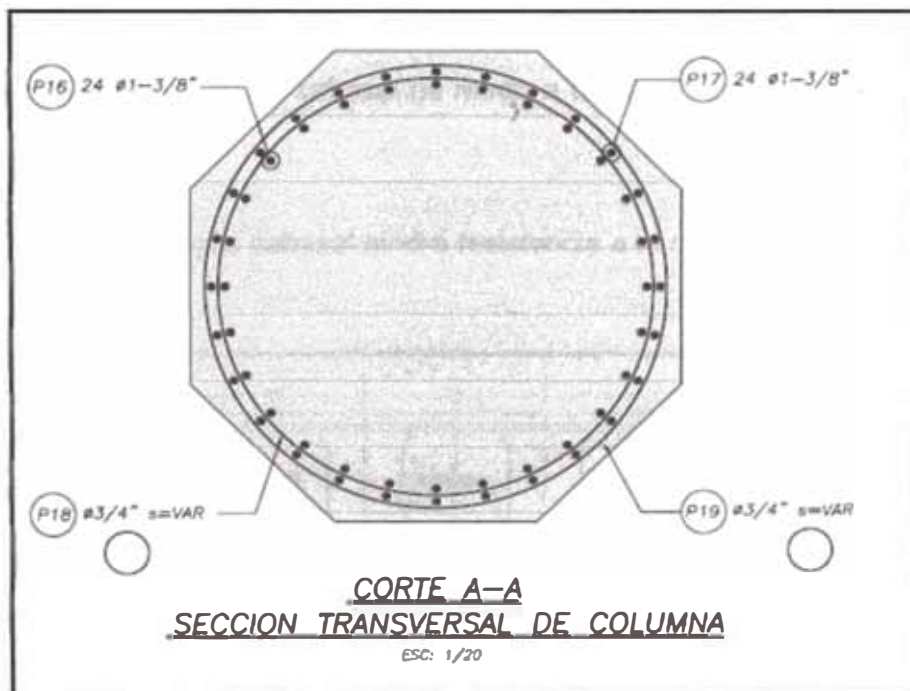


Figura N°4.12: Sección Transversal de las columnas centrales S50 Y S51

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

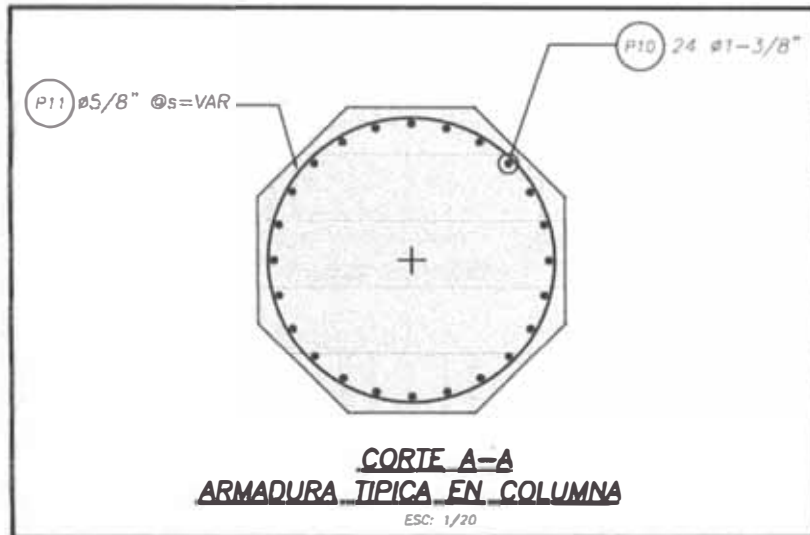


Figura N°4.13: Sección Transversal de la columna S49P y S51P

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

Las vigas cabezal son elementos transversales sobre las columnas de sección variable. En los tramos rectos de viaducto la viga cabezal de las columnas es de concreto armado de 1,70 m de ancho y peralte variable desde 1,70 m en el encuentro con la columna a 1,00 m en los extremos del cabezal. Cuando hay cambio de sección de viaductos en los cabezales de junta, se diseña una geometría especial para el cabezal de modo a compatibilizar las diferencias de peralte.

El concreto de las vigas cabezal tendrá resistencia a la compresión a los 28 días de $f'c = 28$ MPa.

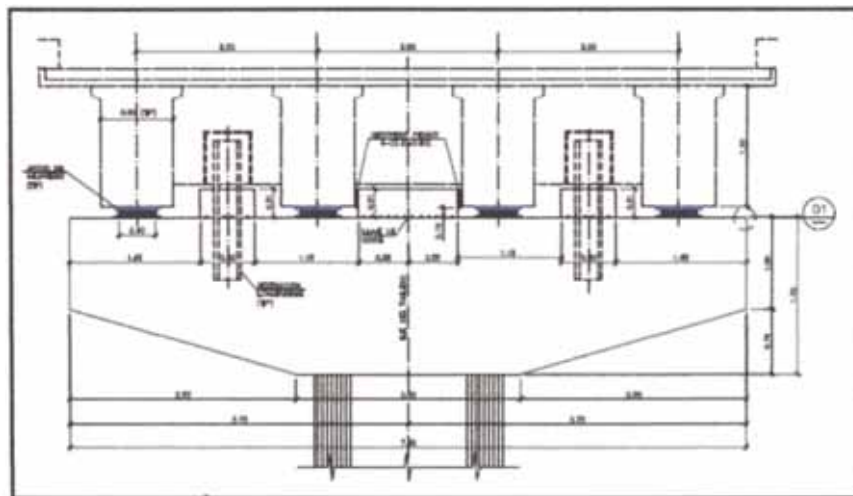


Figura N°4.14: Sección transversal típica de la Viga Cabezal

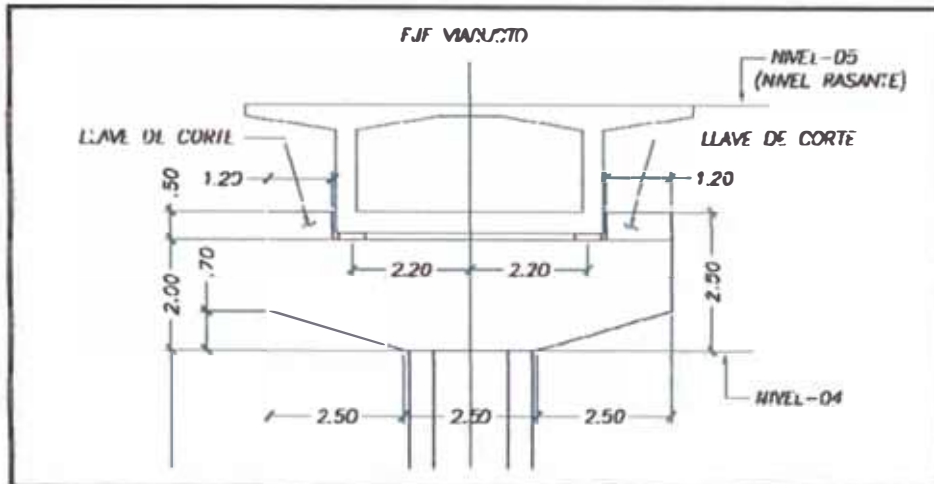


Figura N°4.15: Sección transversal típica de la Viga Cabezal en Pilar S48-52

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

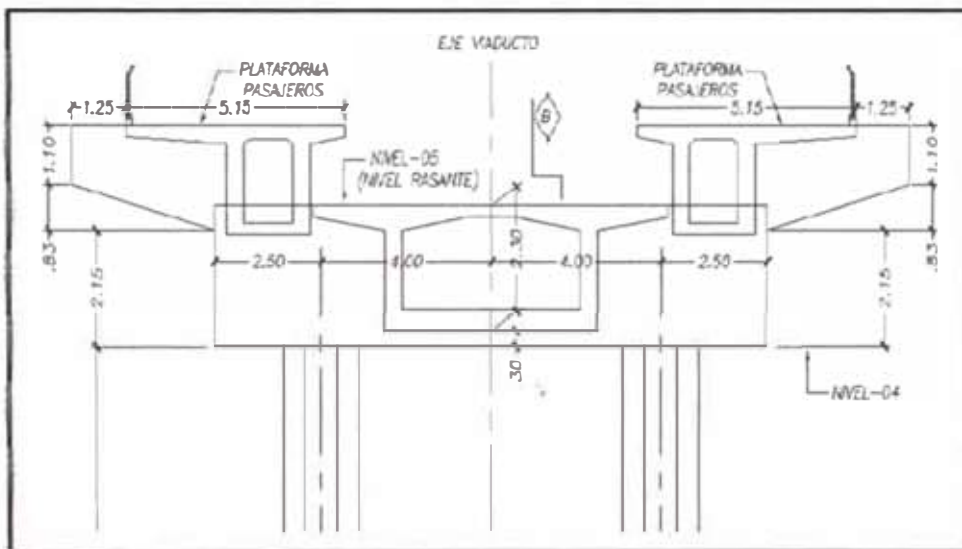


Figura N°4.16: Sección transversal típica de la Viga Cabezal en Pilar S49

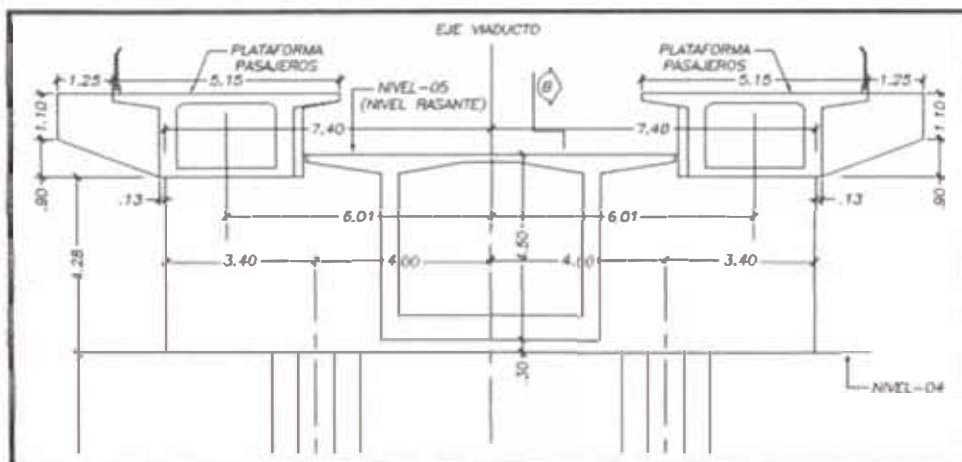


Figura N°4.17: Sección transversal típica de la Viga Cabezal en los pilares S50 y 51

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

4.3.7 Diseño de Superestructura

Para el módulo MS12 (Estación San Carlos), la superestructura del tablero, sin incluir los bordes típicos tiene un ancho total de 8.36m. La sección típica del tablero es de sección cajón mono-celda con peralte variable, con un máximo de 4.50m sobre los pilares S50 y S51, y un mínimo de 2.30m en las zonas de máxima flexión positiva. El peralte de la viga es constante de 2.30m para el tramo S48-S49 y variable para los tramos S49-S50-S51-S52. En estos últimos tramos el peralte varía parabólicamente con un máximo de 4.50m sobre los pilares S50 y S51 y un mínimo de 2.30m en la zona de máximos momentos positivos. La sección típica consta de una viga cajón de una sola celda con un ancho total de 8.36m. La losa del tablero es de espesor variable, con un espesor mínimo de 200mm (centro del tablero y extremo de volados) y un máximo de 450mm (sobre almas). Las almas son de espesor uniforme de 400mm. La losa inferior tiene un ancho de 5.00m, el espesor de la losa tiene un mínimo de 200mm en la zona de flexión positiva, y se incrementa a 400mm en la zona de máximos momentos negativos sobre el pilar S49 y a 600mm en la zona de máximos momentos negativos sobre los pilares S50 y S51.

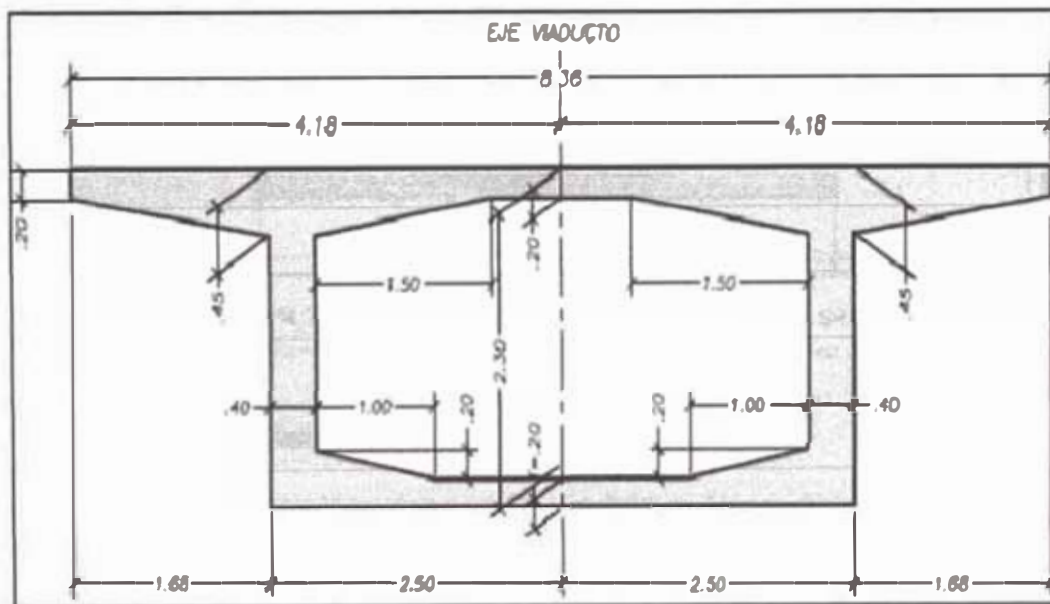


Figura N°4.18: Sección transversal típica del tablero

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

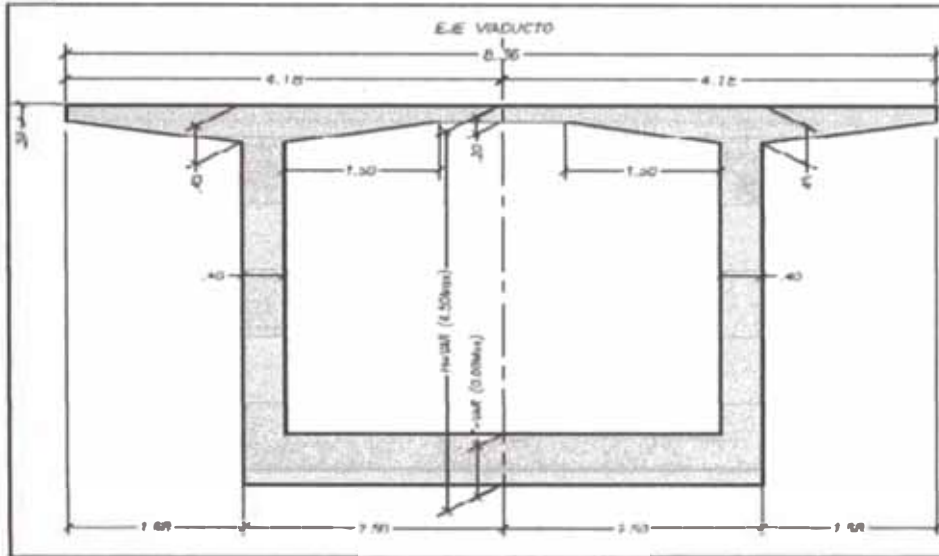


Figura N°4.19: Sección transversal del Tablero sobre Pilares S50 y S51
Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

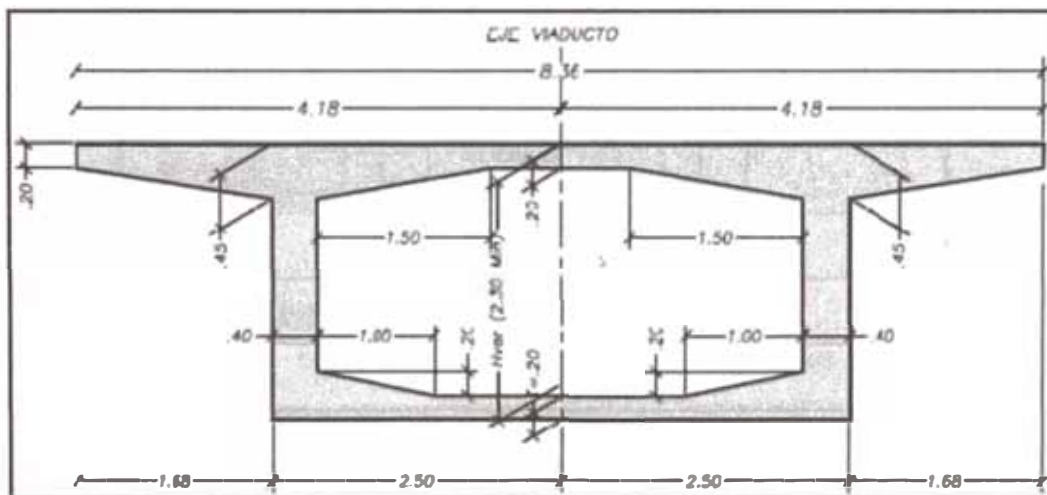


Figura N°4.20: Sección transversal del Tablero sobre Pilar S49
Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

a). Vigas Cajon (Plataforma)

Para los andenes se emplean vigas cajón con 2,00 m de peralte, con almas de 0.40 m de ancho. La separación entre las almas (desde cara interna a cara interna) varía desde 1.15 m para el vano de 12 y 35 m y a 2.25 m para el vano de 55 m. A continuación se muestra las secciones de las vigas en los extremos:

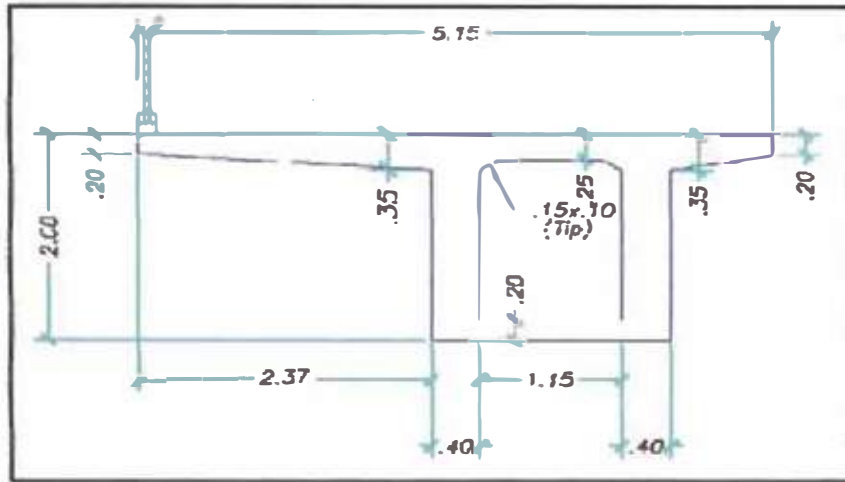


Figura N°4.21: Viga 2.00m Peralte- sección para tramos de 12.00 y 35.00 m
Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

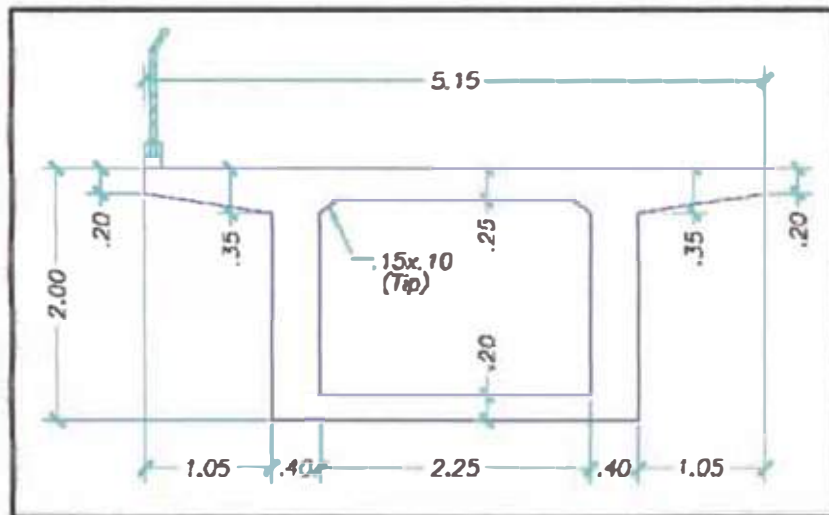


Figura N°4.22: Viga 2.00m Peralte- sección para Tramos de 55m
Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

El acero de refuerzo pasivo de las vigas cumple con la Norma ASTM fluencia de $f_y=420$ MPa. El acero activo de pretensado son cables de diámetro $\varnothing 5/8$ " que cumplen con las norma de acero Grado 270 – baja relajación, $f_y= 1860$ MPa.

b). Losa

La losa del tablero tendrá 20 cm y 30cm (Plataforma) de espesor y serán construidas en dos etapas. La primera etapa consiste en losas prefabricadas de 8 cm de espesor que servirán de encofrado para hacer el vaciado in situ de la segunda etapa hasta completar los espesores requeridos. El concreto de la losa (2da fase) tendrá resistencia a la compresión a los 28 días de $f'_c= 28$ MPa y para

las pre-losas el concreto tendrá resistencia a la compresión a los 28 días de $f'c=35$ MPa. Para el MS12 La losa del tablero tendrá entre 20 a 35 cm de espesor y serán construidas en dos etapas. La losa inferior tiene un espesor de 20 cm. El concreto de la viga cajón tendrá resistencia a la compresión a los 28 días de $f'c=35$ MPa.

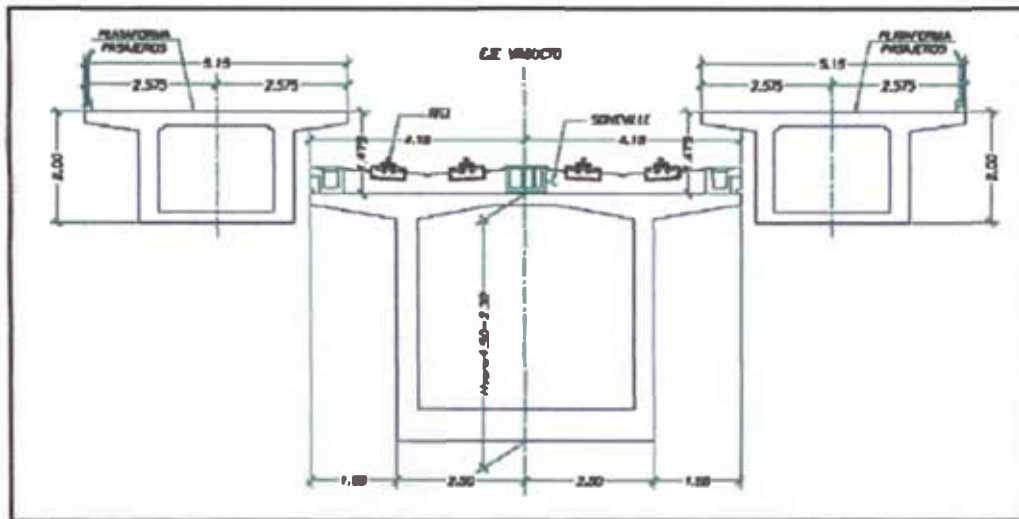


Figura N°4.23: Sección en Tramo Central (55m)

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

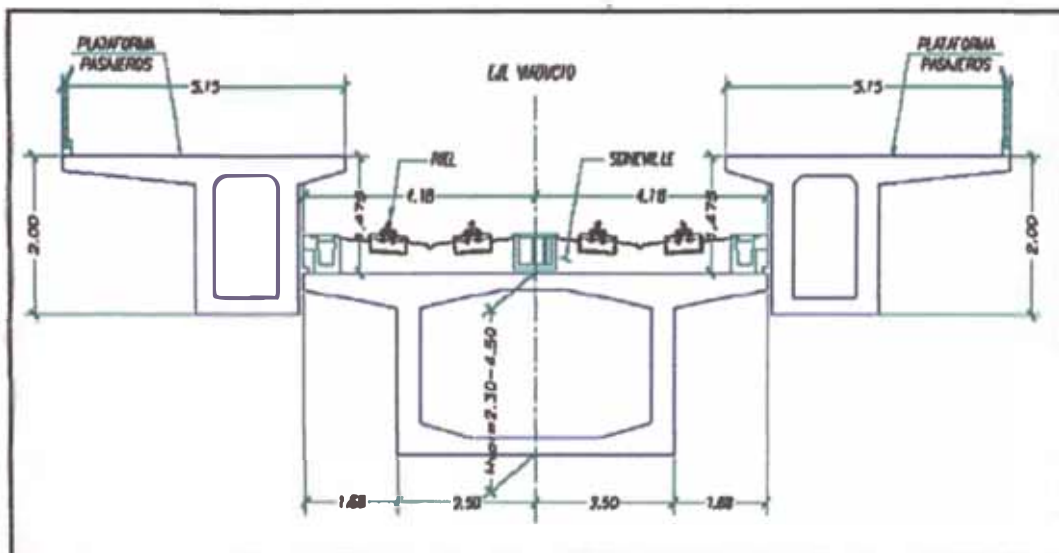


Figura N°4.24: Sección Transversal en Tramos Lateral (S49-S50)

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

c). Post-Tensado de Vigas Cajón

El post-tensado de las vigas cajón consiste de 6 tendones de 12 torones de 15mm (0.6") de acero de post-tensado ASTM A416 de 270ksi (1860MPa) de resistencia última. Las figuras adjuntas muestran la distribución de los tendones en la zona de los anclajes y en las zonas de máximos momentos negativos y positivos sobre los pilares y en el centro del tramo central. Los modelos de análisis consideraron explícitamente la geometría de los tendones para el cálculo de las pérdidas por fricción. Los siguientes coeficientes fueron considerados en el cálculo de pérdidas por fricción: $\mu=.25$ /rad $k=.00066/m$, asiento de cuñas 6mm.

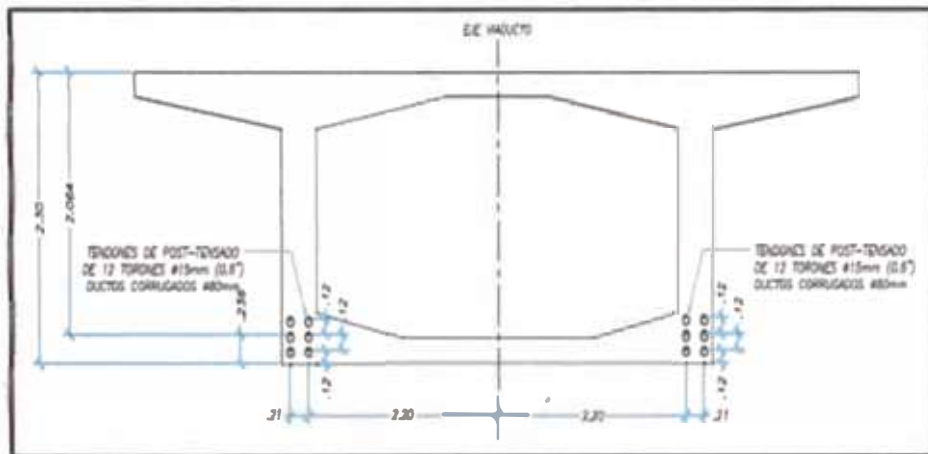


Figura N°4.25: Distribución de tendones de Post-Tensado en el Centro del tramo S50-S51
Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

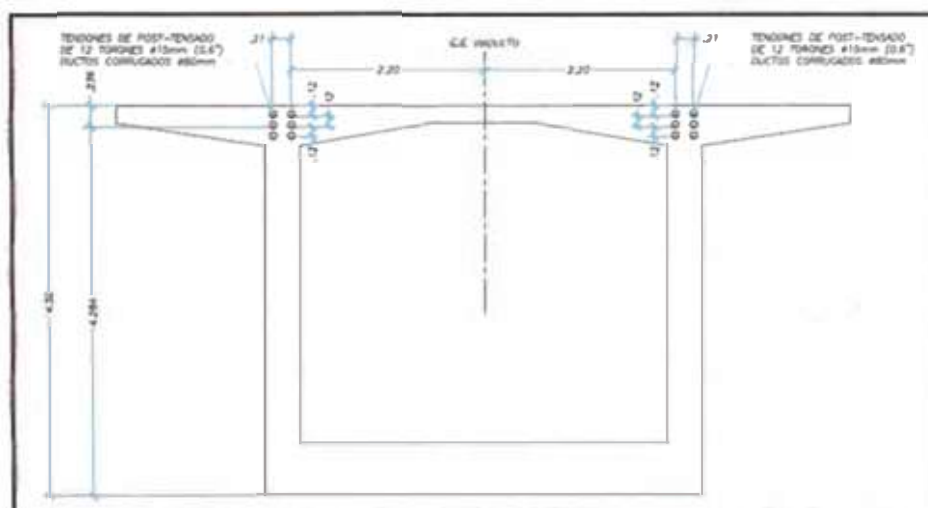


Figura N°4.26: Distribución de tendones de Post-Tensado sobre Pilares S50-S51
Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

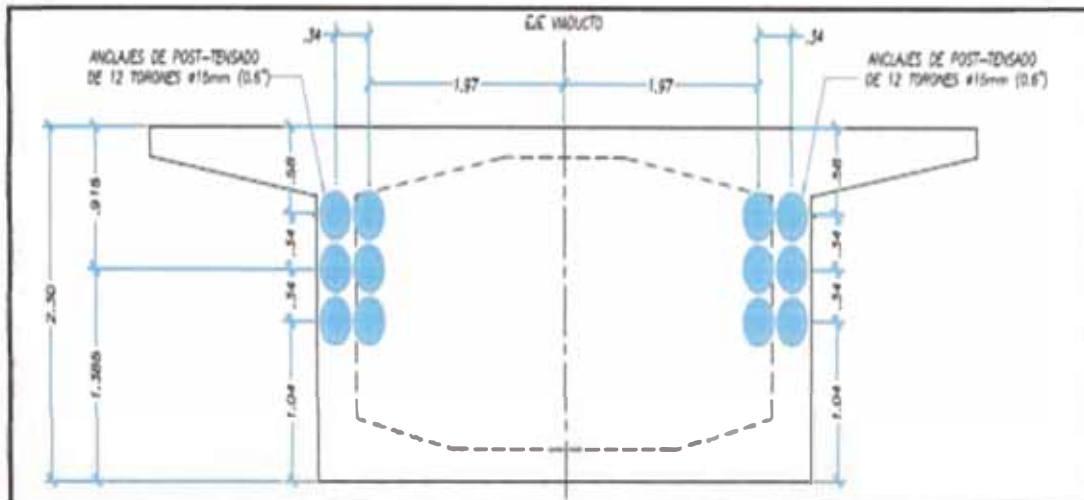


Figura N°4.27: Distribución de Anclajes de post-Tensado en Extremos del Módulo MS12
Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE

4.3.8 Diseño de bordes típicos

a). Descripción

Los bordes típicos son elementos prefabricados de concreto armado de acabado cara vista, además llevan una malla de acero como refuerzo; las dimensiones son de 2.08 de altura por un ancho de 2,48m y 12cm de espesor.

b). Materiales

- Concreto para bordes típicos: $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero para armadura (malla electrosoldada): $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$.

c). Cargas y esfuerzos

c.1). Peso Propio

Peso Propio del parapeto de concreto = $0,12 \text{ m} \times 2,08 \text{ m} \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 0,624 \text{ tf/m}$.

c.2). Viento

La presión que el viento ejerce sobre el borde típico se calculó conforme a la Norma Técnica de Edificaciones E-0.20 Cargas; para una velocidad del viento de 120Km/h.

Velocidad de Diseño:

$$V_h = V(h/10)^{0.22}$$

Dónde:

$$V=120\text{Km/h}$$

$$h=\text{altura promedio del piso al borde típico}=11\text{m}$$

$$V_h=120(11/10)^{0.22}=122.5\text{Km/h.}$$

Presión del viento:

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

Dónde:

$$C=1.5$$

Cuadro N°4.8. Factores de Forma (C)

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 -0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.7 -0.3	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6
* El signo positivo indica presión y el negativo succión.		

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

$$P_h=0.005 \times 1.5 \times 122.5^2 = 113 \text{Kf/m}^2 = 0.113 \text{Tf/m}^2$$

$$\text{Usaremos: } P_h = 0.20 \text{Tf/m}^2.$$

Caso 1

$$\text{Viento} = 0,2 \text{ tf/m}^2 \times 1,85 \text{ m} = 0,37 \text{ tf/m}$$

h = altura de aplicación de la resultante respecto a la sección de análisis

$$h = 1.85\text{m} / 2 = 0.925\text{m}$$

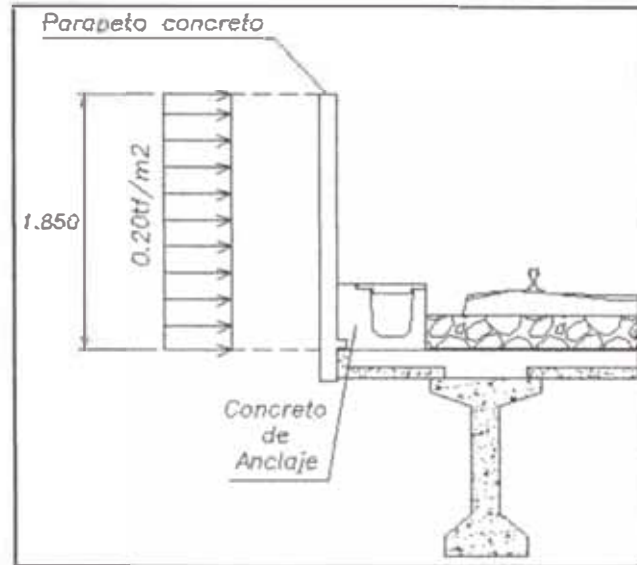


Figura N° 4.28. Caso I

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

Caso 2

$$\text{Viento} = 0,2 \text{ tf/m}^2 \times 1,40 \text{ m} = 0,28 \text{ tf/m}$$

$$h = 1.40\text{m} / 2 + 0.45\text{m} = 1.15\text{m}$$

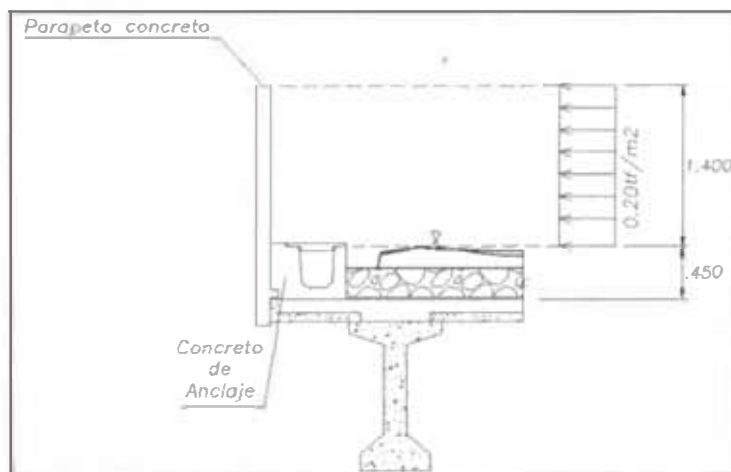


Figura N° 4.29. Caso II

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

d). Combinaciones de Carga

STRENGHT III

$$U = (1.25 \text{ ó } 0.90)DC + 1.40WS$$

4.3.9 Diseño de canaletas.

a). Descripción

Las canaletas en el viaducto elevado tienen la función de acomodar los cables necesarios para las operaciones electromecánicas del viaducto elevado.

La figura N° 4.30 se muestran a detalle la geometría y las dimensiones de las canaletas centrales, canaletas laterales y sus respectivas tapas.

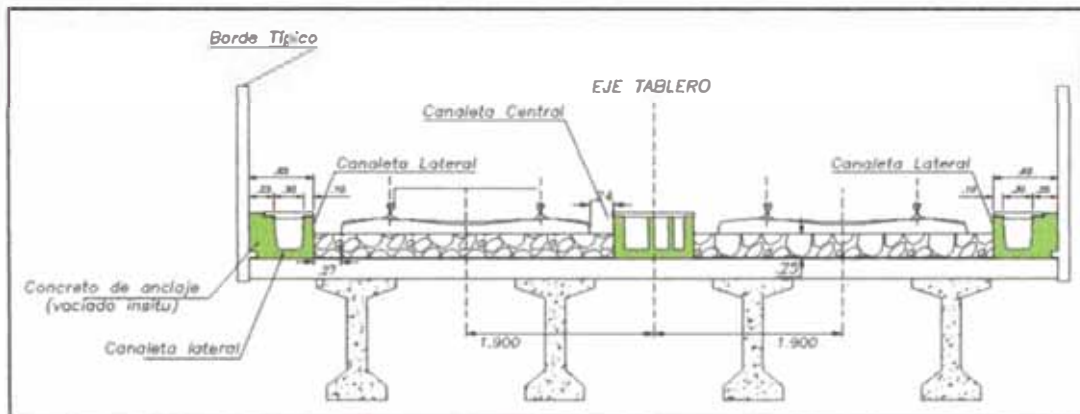


Figura N° 4.30. Ubicación de las canaletas en el Viaducto

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

b). Materiales

- Concreto para canaletas centrales, laterales y tapas: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

c). Cargas consideradas

A continuación se describe las cargas basadas principalmente en la Norma AASHTO LRFD. Estas cargas y combinaciones serán las consideradas en el análisis y en el diseño de las estructuras.

Los criterios de combinación y los coeficientes de ponderación de las acciones son los establecidos en – AASHTO 2007 - LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS. Section 3 – Item 3.4

Para la verificación de los esfuerzos en el concreto de las canaletas y para el diseño del refuerzo en las tapas se consideran las siguientes cargas y combinaciones de cargas:

c.1). Cargas Permanentes (DC):

Rieles y accesorios por metro lineal de vía férrea = 3,00 kN/m (300 kgf/m)

$$WDC1 = 300 \text{ Kg/m} / 1.5\text{m} = 200\text{Kg/m}^2$$

Durmientes= (Cada durmiente pesa 180 kgf)

$$WDC2 = 180 \text{ Kg} / (3\text{m} \times 0.65\text{m}) = 92\text{Kg/m}^2.$$

c.2). Carga viva del Tren Eléctrico (LL):

Las cargas vivas no deben ser menores a las constituidas por un tren de dos coches cargados (Figura N° 4.31) y por un tren de dos coches cargados más la locomotora de maniobra (Figura N° 4.32). Cada carga será puesta sobre la estructura en diversas posiciones en forma tal como para determinar los máximos y mínimos momentos flectores y otras sollicitaciones.

Carga máxima por eje de un coche cargado = 115,8 kN (11,58 ton).

Carga máxima por eje de la locomotora de maniobra = 170,0 kN (17,00 ton).

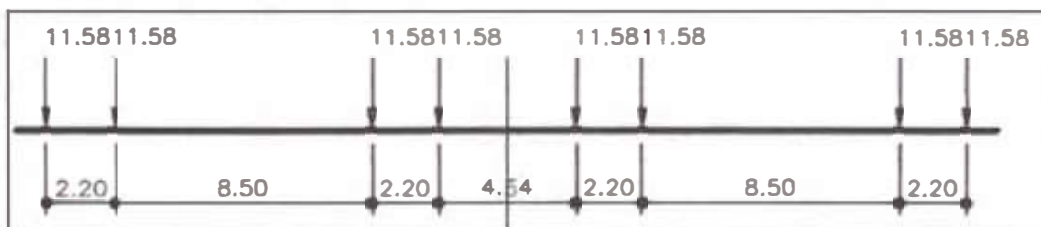


Figura N° 4.31. Carga Viva I.

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

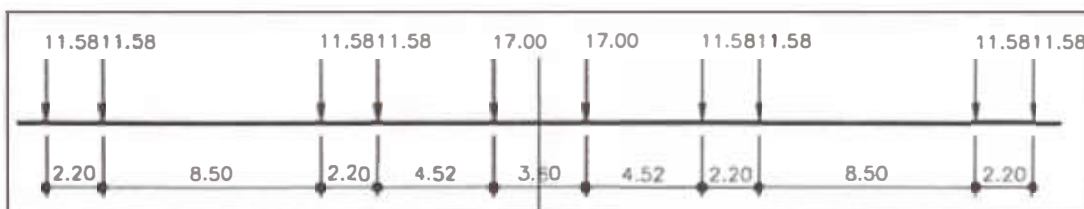


Figura N° 4.32. Carga Viva II.

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

Se aplica a la carga viva un coeficiente de incremento por efectos dinámicos IM, determinado según AREMA – Manual for Railway Engineering – Part 1 – ítem 1.3.5

- $IM = RE + 40 - 3L / 1600$. (para luces $L < 80' = 24,38m$).
- $IM = RE + 16 + 600 / (L - 30)$. (para luces $L > 80' = 24,38m$).

Observaciones:

- RE = 10% - considerándose la carga total por eje.
- Para vías con balasto, el valor final del coeficiente IM puede ser considerado 90% del valor de las fórmulas presentadas.

El siguiente Cuadro N°4.11 indica valores de IM para algunas luces del proyecto:

Cuadro N° 4.9. Valores de IM.

LUZ (m)	IM (%)
15	40.9
20	37.7
25	33.8
30	31.3
35	29.8

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

Obs: El valor mínimo de IM será de acuerdo con AASHTO 2007 - $IM_{min} = 33\%$.
Consideraremos $IM = 37.7\%$.

d). Combinaciones de Carga

SERVICE I : $U = DC + EH + LS$

STRENGTH I : $U = 1.25DC + 1.5EH + 1.75LS$

CAPITULO V

MÉTODO CONSTRUCTIVO

5.1 PROCESOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CRUCE ESPECIAL

5.1.1 Trabajos Topográficos

Entre las múltiples actividades realizadas en Topografía se encuentran las labores de inspección y control topográfico antes, durante y después de la ejecución de los trabajos de obras civiles (movimiento de tierras, estructuras, acabados), en base a los valores y tolerancias estipulados en el Expediente Técnico u otro documento (Soluciones Técnicas, Requerimientos de Campo, etc.) elaborado por el Contratista y aprobado por la Supervisión.

A continuación se detallará secuencialmente las actividades ejecutadas por la Topografía durante el proceso constructivo del viaducto en el cruce San Carlos:

a) *Excavación de zapatas*

- Ubicación, trazo y replanteo sobre terreno natural de los ejes de las zapatas antes de la ejecución de los trabajos de excavación.
- Verificación de la cota de fondo, dimensiones y taludes de la excavación ejecutada, conforme a los planos u otros documentos aprobados por la Supervisión.

b) *Solado*

- Colocación de los niveles de vaciado del solado (previo compactado del terreno de fundación y liberación mediante el Ensayo DPL por Geotecnia).
- Verificación post-vaciado de los niveles de vaciado de solado.

c) *Zapatas y columnas*

- Trazo y replanteo, sobre el solado, de los ejes y dimensiones de la zapata y columna.
- Colocación de los niveles de vaciado de la zapata.
- Verificación de la verticalidad y posicionamiento de la columna sobre sus ejes luego del izaje.

- Verificación post-vaciado de los niveles de cota de vaciado de la zapata y posicionamiento final de la columna.
- Trazo de las dimensiones de la columna (sobre la zapata) y verificación del recubrimiento antes del encofrado.
- Verificación pre-vaciado de la verticalidad del encofrado, recubrimiento y nivel de vaciado de la columna (1era. Etapa).
- Verificación pre-vaciado de la verticalidad del encofrado, recubrimiento y nivel de vaciado de la columna (2da. Etapa).
- Verificación post-vaciado de la verticalidad y posicionamiento de la columna luego del desencofrado.

d) *Vigas Cabezales*

- Verificación de la cota de fondo de la viga cabezal y trazo de ejes antes de iniciarse la colocación de acero y el encofrado.
- Verificación pre-vaciado de la verticalidad, posicionamiento, alineamiento, geometría y niveles de vaciado del cabezal encofrado.
- Trazo y verificación pre-vaciado de los ejes de las restricciones y llaves de corte.
- Verificación post-vaciado de las vigas cabezales luego del desencofrado (posicionamiento, alineamiento y niveles).

e) *Dispositivos de apoyo*

- Trazo y replanteo de los ejes donde se ubicarán los aparatos de apoyo.
- Colocación del nivel de vaciado del grout nivelante que sirve de apoyo al neopreno.
- Verificación de las cotas de los aparatos de apoyo (Neoprenos).

f) *Vigas Cajón*

- Nivelación del terreno y losa sobre el cual se apoyarán las Torres Aluprop y las Torres MK respectivamente, estas estructuras sirven de soporte de las Vigas Cajón.
- Verificación de las cotas del encofrado de la losa de fondo de la viga cajón.
- Trazo y replanteo de las dimensiones y geometría de la Viga Cajón.

- Trazo y replanteo de puntos de control (cotas) para determinar la trayectoria correcta de los ductos de postensado según los planos.
 - Colocación de niveles de vaciado, verificación de la geometría y recubrimientos de losa de fondo, almas y tablero de viga cajón.
 - Verificación de la verticalidad, alineamiento, geometría y recubrimientos durante el encofrado de los diafragmas de la viga cajón.
 - Labores de post-vaciado del tablero del viaducto.
- g) *Bordes típicos, bordes de catenarias y canaletas*
- Replanteo del eje de la losa donde se ubicarán las canaletas centrales.
 - Colocación de los niveles de vaciado de las canaletas y verificación del alineamiento vertical, horizontal, desplazamientos y juntas de los bordes típicos y bordes de catenaria.
 - Verificación de las dimensiones, alineamientos, recubrimientos y niveles de vaciado de las canaletas centrales y laterales.

5.1.2 Trabajos Geotécnicos:

5.1.2.1 Estabilización de taludes

Durante las labores de excavación de zapatas el Área de Geotecnia se encarga de verificar que los taludes propuestos y aprobados en el Expediente Técnico cumplan con los factores mínimos de seguridad en campo garantizando el correcto comportamiento del terreno (ver planos en anexo), caso contrario plantea alternativas de solución ante cualquier eventualidad que se presente.



Figura N°5.1: Estabilización de taludes con lechada de cemento

5.1.2.2 Ensayos DPL

Culminado el proceso de excavación de la zapata y realizado el compactado del terreno de fundación hasta el nivel de cota de fondo establecido, el Especialista de Geotecnia realiza la liberación del suelo de fundación mediante la Prueba de Penetración Dinámica Ligera (DPL), herramienta utilizada como medio o criterio de inspección.

Esta prueba consiste en el hincado continuo en tramos de 10 cm. de una punta cónica de 60° utilizando la energía de un martillo de 10 kg de peso, que cae libremente desde una altura de 50 cm. Este ensayo nos permite obtener un registro continuo de resistencia del terreno a la penetración, existiendo correlaciones para encontrar el valor "N" de resistencia a la penetración estándar en función del tipo de suelo, para cada 30 cm de hincado.

Para la verificación y liberación del suelo de fundación se toma en consideración los siguientes pasos:

- a) Previo a la prueba, Topografía realiza la verificación de la cota de fondo del terreno excavado y compactado.
- b) Se inspecciona visualmente el tipo de material encontrado a nivel de fundación, éste debe corresponder a lo indicado en el estudio geotécnico, en el perfil geotécnico y en los planos aprobados del proyecto (Expediente Técnico).
- c) Se realiza un mínimo de cinco pruebas de DPL por zapata ubicando cuatro en las esquinas y uno en el centro con la finalidad de hallar el estrato resistente, el mismo que es determinado si el número de golpes en ese suelo es mayor o igual a 31 en tres lecturas consecutivas (se entiende por lectura al registro de golpes por cada 10 cm de penetración durante el ensayo).
- d) Si los resultados de la inspección visual y pruebas de DPL realizados por el Geotécnico son satisfactorios, entonces el Supervisor da el V°B°.



Figura N°5.2: Limpieza y compactación previa al ensayo DPL

5.1.3 Ejecución de Pilotes

Como caso particular se tiene el módulo MS12 correspondiente a la estación San Carlos, la cual por problemas de interferencias se ha estructurado como un módulo con las siguientes luces (34m – 35m – 55m – 40m), la cimentación para este módulo se ha hecho en base a cimentación profunda con pilotes, conteniendo 08 pilotes por cada zapata cabezal para los ejes S-49, S-50 y S-51 y 04 pilotes por cada zapata cabezal para los ejes S-48 y S-52, además de la cimentación de los pilares del viaducto, el diseño de la estación San Carlos se ha estructurado de tal manera que los extremos del andén sean soportados a través de pilares los cuales dirigen al carga hacia la zapata cabezal, los trabajos contaron con un el rendimiento de 20.0 metro lineales de pilote por jornada.

a) Actividades preliminares

- Estos trabajos incluyen la preparación de la plataforma de trabajo y el replanteo La plataforma de trabajo será horizontal, estable y de las dimensiones suficientes para permitir el normal desenvolvimiento de los equipos, tanto para la perforación como para la colocación de la armadura y el vaciado de concreto.

- El replanteo se efectuó a cada eje de pilote, señalizado de forma que no pueda ser alterado con el movimiento de los equipos. Se situó los adecuados puntos fijos para comprobar, antes del inicio de los pilotes, la correcta posición de los mismos. Normalmente la señalización se realizó mediante la hincada de una varilla de acero o estaca de madera de aproximadamente 40cm de longitud totalmente enterrada y con un alambre sobresaliendo del terreno en su parte superior. Además se marcó con una señal de yeso o pintura visible.

b) Emplazamiento e inicio de la perforación

Previo al posicionamiento en el punto, se colocó la camisa metálica de 6m de longitud en línea con las orugas y con el mástil. Se colocó la camisa y herramienta de perforación (hélice o balde) centrada en la estaca de la referencia o eje del pilote.

Se tomó referencias externas al eje del pilote (normalmente entre 1 y 2 metros), para garantizar la correcta ubicación en planta del eje del tubo de revestimiento.

Ver figura N°5.3.



Figura N°5.3: Verificación de la colocación de la camisa mediante unas guías

Una vez verticalizadas las camisas, hincando las mismas y rotando con la KDK se fue perforando por dentro con la hélice o balde (ver figura N°5.4). Después de haber introducido la camisa en la perforación se comprobó su situación en planta así como su verticalidad.



Figura N°5.4: Colocación de la camisa rotando con la KDK

Cuando se detectaron obstáculos (bloques, bolones grandes, obstáculos artificiales, etc.) sostenidamente en los primeros 5m, se sacó todo el material, empleando retroexcavadora, luego se limpió y se relleno con material firme y sin grandes bolones.

Al final de la colocación de la camisa recuperable se verificó la inclinación y la excentricidad) por parte de la brigada de topografía (ver figura N°5.5) de acuerdo a las siguientes tolerancias (norma europea EN1536 – 1996):

Posición en planta del eje del pilote en el plano de trabajo:

$e \leq e_{\max} = 0,1D$ para pilotes con diámetro $D \leq 1,50m$;

$e \leq e_{\max} = 15cm$ para pilotes con diámetro $D > 1,50m$;

Verticalidad:

$i \leq i_{\max} = 0,02$ (2 cm/m)

Profundidad: $\pm 15cm$ en la posición de la armadura.

Tener en cuenta que se considera como centro del pilote al baricentro de la armadura longitudinal, por lo que es posible un pequeño ajuste final.

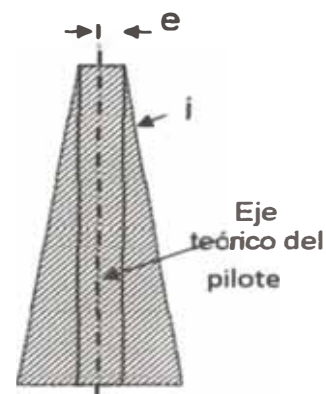




Figura N°5.5: Verificación de la posición de la camisa por parte de topografía

Ya introducida la camisa se inicia la perforación una vez verticalizada la barra Kelly del equipo y rotando con la cabeza de rotación, utilizando las herramientas apropiadas al suelo a perforar. Se utilizarán baldes, pudiendo usarse también core - barrel o hélice progresiva si se justifica para pasar algún obstáculo. En la figura N°5.6 se puede apreciar la perforación de uno de los pilotes utilizando el hélice.



Figura N°5.6: Perforación de un pilote

Terminada la perforación se procede a verificar la profundidad del pozo a través de una wincha de lona que lleva una pesa en un extremo (ver figura N°5.7), después de corroborar que se ha llegado a la profundidad requerida se procedió a la verificación de la posición de las camisas usadas durante la excavación del pozo.



Figura N°5.7: Lectura de la profundidad de la perforación

Antes de izar la armadura del pilote se verificó que la colocación de aceros, diámetros, traslapes, etc. esté de acuerdo a los planos de detalle de la armadura de pilotes, aprobados en el expediente técnico (ver Anexo C).

Debido a la gran longitud de los pilotes, la armadura de los pilotes se dividió en 3 cuerpos, los cuales cada uno de los cuerpos se izaron con una grúa, colocando los grilletes de unos ganchos que se sueldan a los anillos de rigidez (ver figura N°5.8).



Figura N°5.8: Colocación de la armadura del pilote

Una vez que la grúa está posicionada se procede a bajar la armadura del pilote dentro de la camisa teniendo siempre en cuenta la seguridad de los trabajadores, debiendo permanecer alejados de la zona de desplazamiento para evitar accidentes graves en caso que se caiga la armadura.

En cada uno de los izajes se tuvo que trabar la armadura para poder colocar el siguiente cuerpo, por lo que se colocó una barra horizontal entre la camisa y el anillo de rigidez (ver figura N°5.9) de tal manera que soporte el peso de la armadura y así soltar los grilletes de la grúa para poder colocar el siguiente cuerpo. Cada cuerpo será unido a través de un cordón de soldadura para poder garantizar el traslape entre cada armadura como se muestra en la figura N°5.10.



Figura N°5.9: Armadura trabada con la camisa a través de una barra horizontal.



Figura N°5.10: Soldadura en los traslapes que unen 2 armaduras del pilote

En los aceros longitudinales del último cuerpo del pilote se colocaron tubos de PVC, de tal manera que el concreto no se adhiera a estos aceros y sea más fácil el proceso de descabezado. Ver figura N°5.11



Figura N°5.11: Colocación de tubos de PVC para facilitar el descabezado

Una vez colocada toda la armadura del pilote se procede al vaciado teniendo en cuenta ciertas pautas para garantizar la calidad del concreto:

1. Slump de 8" al momento de realizarse el vaciado (puesto en obra), y así mantener durante todo el vaciado la trabajabilidad del concreto.
2. El tamaño máximo del agregado fue de ¾" (nominal de ½").
3. La resistencia del concreto fue de 280Kg/cm².
4. Siempre se usó un retardador de pérdida de fluidez de 4 horas, para garantizar la fluidez correcta en todo el proceso de vaciado.

El vaciado se realizó siempre a través del tubo Tremie (ver figura N°5.12), con la técnica de vaciado bajo agua, manteniendo siempre una longitud mínima de 2.50m de tubo dentro de la masa del concreto en todo momento.



Figura N°5.12: Tuberías Tremie

Las tuberías Tremie deben estar limpias por dentro y por fuera. Sobre todo deben evitarse las costras de concreto que se forman por no cuidar la limpieza luego del vaciado. Para iniciar el vaciado se verifica que la tubería tremie allá alcanzado la ubicación esperada, se verifica las condiciones del concreto y el posicionamiento del camión mixer lo más cercano posible. Los trabajos de pilotaje se realizaron en una zona donde no existen nivel freático, pero de ser este el caso se utilizaría una pelota de plástico dentro de la tubería tremie para asegurarse que el concreto llegue hasta el fondo de la perforación.

Luego de verter cada camión y antes de proceder a la extracción de un tramo de camisa o del tubo tremie, se midió la posición del concreto y se registró en el parte de ejecución. Cuando el concreto haya penetrado suficientemente en la tubería de revestimiento (Camisa) se procederá a la extracción de la misma con la morsa hidráulica o con la KDK. La medición se repite una vez retirado el elemento, antes de continuar con el vaciado. Se tuvo cuidado de extraer un tramo de la tubería tremie siempre que sea posible, manteniendo la longitud mínima ya indicada dentro del concreto.



Figura N°5.13: Vaciado del pilote

El vaciado se realizó hasta que la cabeza del pilote quede a una cota superior a la de los planos, en una magnitud suficiente como para que, al demolerse el exceso, constituido por un concreto de mala calidad o contaminada, el concreto, al nivel teórico de la cabeza, sea de calidad adecuada. Antes de iniciar los trabajos de excavación se procedió a comprobar que el concreto vaciado en los pilotes alcance el 35% de su $f'c$ de diseño, luego del cual se procede a excavar la zapata hasta el nivel de solado, culminado esta labor se realiza los trabajos de descabezado de pilotes.

El descabezado de pilotes se realizó con un fracturador de concreto, alcanzando un rendimiento de 4 descabezado por jornada, teniendo en cuenta los siguientes pasos:

Paso 1.-Determinar el grosor y la ubicación de las barras de acero para perforar entre ellas con la finalidad de lograr una fractura lo más horizontal posible.

Paso 2.-Realizar las perforaciones del barreno en el diámetro, y profundidad requerida para la colocación del equipo quebrantador hidráulico (ver figura N°5.14). La cantidad de perforaciones se determinará en campo.

Paso 3.-Introducir las cuñas del quebrantador hidráulico dentro de las medidas exactas para lograr una fractura rápida (ver figura N°5.15), sin producir ondas de choques, vibraciones, polvo o ruido.

Paso 4.-Proceder a colocar cuñas en los espacios fracturados para evitar que se cierre.

Paso 5.-Proceder a retirar el quebrantador del cabezal fracturado.

Paso 6.-Proceder al izaje del cabezal fracturado con el uso de una la excavadora 330 tal como se muestra en la figura N°5.16



Figura N°5.14: Perforaciones del barreno para el descabezado del pilote



Figura N°5.15: Fracturación de la cabeza del pilote con el quebrantador hidráulico.



Figura N°5.16: Izaje del cabezal fracturado.

- **Prueba de Integridad**

El método se basa en el análisis de transferencia de la onda de esfuerzo generada por el impacto del martillo y se encuentra en la Norma ASTM D5882, el cual evalúa la continuidad de los pilotes, la onda que se transmite viaja hasta la punta del pilote y luego se refleja hacia la cabeza del pilote. La onda reflejada permite obtener información de algún daño físicos existentes en el pilote y encontrar la localización en profundidad de esta. Este ensayo es recomendable para pilotes de concreto vaciados in situ ya sea en agua o en suelo, con camisa

o sin camisa, con excepción de pilotes inyectados bajo presión y micro pilotes los cuales presentaran varios cambios de sección a lo largo de todo el fuste.

- **Prueba de Carga Dinámica**

Este ensayo está estandarizado por la Norma ASTM 4945, el objetivo de esta prueba es determinar la carga axial del pilote, esta prueba difiere de las tradicionales pruebas de carga estática por el hecho que la carga es aplicada dinámicamente a través de una masa de en forma de martillo de cierto peso, esta prueba se basa en la teoría de la propagación de onda, consiste en una masa que impacta la cabeza del pilote se genera una onda que baja por el pilote y que se refleja cuando encuentra resistencia a lo largo del suelo. Para poder realizarlo se contó con un equipo estándar de comprobación de Pile Dynamics Inc., Cleveland, Ohio, EE.UU. este equipo consta de un conjunto de sensores de tensión y aceleración que tienen que ser conectados al pilote y una unidad de procesamiento de la señal y almacenamiento cuya principal función es leer y registrar las propiedades:

- Fuerza máxima
- Velocidad máxima
- Energía aplicada a la pila
- Esfuerzo de compresión en la parte superior
- Esfuerzo de Tensión estimada a partir de los cálculos de la ecuación de onda
- Resistencias CASE para los factores de amortiguación elegidos
- Deformación máxima de la cabeza del pilote
- Desplazamiento final

Con los valores indicados anteriormente se puede decidir directamente durante las pruebas si las señales están en conformidad con los valores esperados y dar una estimación de la resistencia del pilote, a la vez que se verifica la continuidad y la integridad del pilote.

Para poder realizar dicho ensayo, los pilotes in situ serán excavados y vaciados de concreto de acuerdo con el procedimiento estándar. Con la superficie de concreto a nivel del suelo una cabeza del pilote especial será construida para recibir el impacto de la masa. Esta cabeza del pilote es una extensión del pilote

sobre la superficie que incluye: la colocación de una camisa de acero en la parte superior de la cabeza del pilote (ver figura N°5.17), estribos según diseño en la porción de pilote sin camisa, y con $f'c$ similar o superior al de los pilotes, a efectos de garantizar la capacidad del pilote en esta zona del pilote.

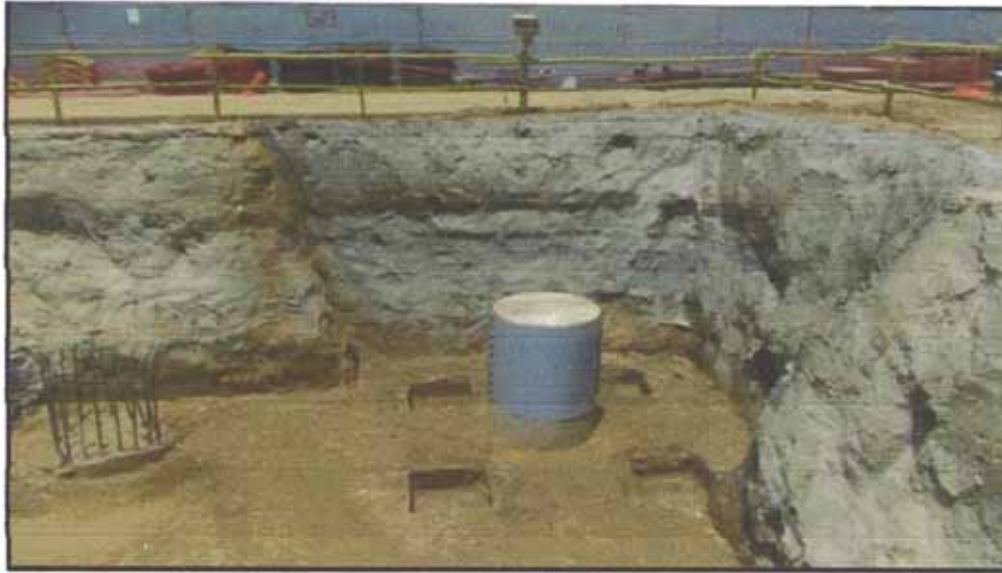


Figura N°5.17: Cabeza de Pilote con superficie de impacto

Los sensores deben colocarse en un nivel de un diámetro por debajo de la cabeza del pilote como se muestra en la figura N°5.18.

Se aplican varios golpes, por caída de la masa a los pilotes, a través de un dispositivo de carga que está compuesto por la masa en un andamio o un tubo de guía. Este andamio debe permitir el ajuste de la posición de manera que la masa golpee el pilote de forma centrada y exactamente en la dirección de su eje como se muestra en la figura N°5.19.

La masa inicial de prueba fue de 20 Tn. y en general se elige una altura de caída pequeña para el primer golpe (que puede ser 50cm.) para el control del equipo electrónico y la verticalidad de la caída de la masa. Después de este golpe de prueba, la altura de caída se aumenta a un valor máximo que puede llegar a ser hasta de 3 m; que será monitoreado por el especialista in situ a través de los sensores instalados al equipo electrónico.



Figura N°5.18: Sensores de tensión y aceleración



Figura N°5.19: Dispositivo de carga

El módulo MS12 pertenece al tramo S, en el cual se ejecutaron un total de 236 pilotes según la tabla N°4.3 cantidad de ensayos a pilotes muestra un total de 14 pruebas de integridad esto representa el 6% de ensayos, la prueba de carga dinámica se ejecutó sobre el módulo MS12 el cual consta de 32 pilotes este ensayo representa el 3%, dicho porcentaje es superior a un ensayo cada 50 pilotes que figura en la norma E.050.

Tabla N°4.3: Cantidad de ensayos realizados a pilotes

ENSAYOS REALIZADOS A PILOTES - TRAMO II			
ITEM	TIPO DE ENSAYO	N°	DETALLE DE ENSAYO
1	PRUEBA DE CARGA DINAMICA	7	01 ENSAYO EN TRAMO Q
			01 ENSAYO EN TRAMO R
			01 ENSAYO EN TRAMO S
			01 ENSAYO EN PUENTE HUASCAR
			01 ENSAYO EN RIO RIMAC
			01 ENSAYO EN TRAMO O
2	PRUEBA DE INTEGRIDAD	50	14 ENSAYOS EN CADA TIPO DE SUELO Y 4 ENSAYOS EN CADA PUENTE (HUASCAR Y RIMAC)

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

5.1.4 Excavación de Zapatas

a) Actividades Preliminares

- Previo al inicio de cualquier actividad de excavación y movimiento de tierras se procede a revisar los planos de interferencias, si hubiera alguna dentro de la zona a excavar se realiza las coordinaciones con el Área de Interferencias para confirmar la ejecución de los trabajos de retiro y la reubicación de la misma.
- Antes y durante el desarrollo de las actividades el Ing. de Seguridad y Supervisor verifican el correcto llenado de los ATS (Análisis de Trabajo Seguro), el Permiso de Trabajo, Certificados de la retroexcavadora y del Operador de la misma.
- Se realiza una inspección visual del área, si hubiese algún obstáculo u objeto el personal de apoyo de la brigada de movimiento de tierras se encarga de retirarla.
- Se cerca y señala la zona de los trabajos con acordonamientos y avisos precisando claramente como *área restringida* la zona de las excavaciones, asimismo se fija el circuito y sentido de circulación adecuado para los equipos de excavación, volquetes de eliminación y personal. Culminada la excavación se colocan barandas rígidas alrededor del borde de la excavación como medida de protección contra caídas.

b) Proceso de excavación de zapatas

Se realiza la ubicación, trazo y replanteo topográfico de los ejes de la zapata y sus dimensiones. La zapata S48 y S52 son de sección rectangular y dimensiones 9x9x2m, las zapatas S50 y S51 son de sección rectangular y dimensiones 16.5x8.75x2.5m, la zapata S49 también es de sección rectangular de dimensiones 16.5x10.5x2.5m, Las zapatas S49P son dos de dimensiones 7.2x7.2x2m, las zapatas S51P son dos de dimensiones 7.4x7.4x2.

El material proveniente de las excavaciones es eliminado a botaderos previamente identificados o dispuesto en puntos de acopio para luego ser usado como material de relleno.

Culminado el proceso de excavación de las zapatas se procede con el perfilado de los taludes y la estabilización de los mismos mediante la aplicación de una lechada de cemento (mezcla de cemento y agua en proporción de 1:3).

Se procede con el compactado del suelo de fundación empleando Compactadora Vibratoria DYNAPAC CC122 de 3 Ton, luego el contratista realiza la Prueba DPL.

Topografía verifica el nivel de la cota de fondo de la excavación, las dimensiones y los taludes conforme a las recomendaciones de los estudios de suelos, planos del Expediente u otro documento aprobado donde se detalle las modificaciones. La altura de excavación de las zapatas S48 y S52 es de 4.00 metros y las zapatas S49, S50 y S51 es 4.50 metros medidos entre la cota de terreno natural y la cota del nivel de fondo de la excavación. (Figura N° 5.20)

Finalmente, con la aprobación de la Supervisión se procede con el vaciado del solado ($e=5\text{cm}$) empleando concreto de $f'c=140\text{ kg/cm}^2$ (Figura N° 5.21).



Figura N°5.20: Excavación inicial para zapata con pilotes



Figura N°5.21: Vaciado de Solado para zapatas

5.1.5 Colocación de Armadura de Zapatas

a) Actividades preliminares

- El equipo de trabajo consta de 4 cuadrilla de trabajo, para la cuadrilla se optó por: 0.2 Capataz + 1.0 Operario + 1.0 Oficial y 1.0 Peón generando un rendimiento de 2000 kg/día.
- Antes y durante el desarrollo de las actividades de colocación del acero de refuerzo de zapatas el Ing. de Seguridad y Supervisor verifican el correcto llenado de los ATS (Análisis de Trabajo Seguro), el Permiso de Trabajo, Certificados de la grúa y del Operador de la misma. Asimismo se verifica que el personal cuente con todos los implementos de seguridad necesarios (EPP's) y accesos seguros (escaleras) que permitan ejecutar los trabajos de forma segura.
- Se colocan barandas de madera a 0.80 m del borde de la excavación como medida de protección contra caídas y se señaliza la zona de los trabajos con acordonamientos y avisos precisando claramente como área restringida.
- El acero se almacena en un lugar seco, protegido de la intemperie y de ambientes corrosivos, en forma ordenada por encima del nivel de terreno, sobre plataformas, durmientes u otros soportes de material adecuado.

b) Proceso de colocación de armadura de zapatas

Antes del inicio de la colocación de acero de las zapatas se verifica que Topografía haya realizado el trazo y replanteo, sobre el solado, de los ejes y dimensiones de la zapata (Ver Figura N°5.21). Luego, empleando la grúa se procede a bajar el acero y se da inicio a las labores de colocación de la armadura según planos aprobados. El acero dimensionado es habilitado y suministrado por la empresa Aceros Arequipa según los planos del proyecto que pueden ser consultados en el anexo D. Ver figura 5.22



Figura N°5.22: Armadura de acero para zapatas

5.1.6 Izaje y colocación de armadura para columnas

a) Actividades preliminares

- El equipo de trabajo consta de 3 cuadrilla de trabajo, para la cuadrilla se optó por: 0.2 Capataz + 1.0 Operario + 1.0 Oficial y 1.0 Peón generando un rendimiento de 1800 kg/día.
- Previo al desarrollo de las actividades de colocación del acero de refuerzo e izaje de columnas el Ing. de Seguridad y Supervisor verifican la apertura y el correcto llenado de los Controles Operacionales: ATS (Análisis de Trabajo Seguro), los Permisos de Trabajo, el Check List Diario de Equipos, Certificados de la grúa y del Operador de la misma.

Asimismo se verifica que el personal cuente con todos los implementos de seguridad necesarios (EPP's).

- Se procede a cercar y señalizar el área de trabajo; asimismo, se habilita un espacio que permita la circulación del personal y flujo de equipos con total normalidad.
- Antes de las labores de izaje de la armadura de las columnas, en presencia del Responsable de las operaciones de izaje, Seguridad, Control de Calidad y la Supervisión se realiza una inspección de seguridad que incluye la revisión del winche, poleas, cables, seguros, bridas, abrazaderas, en general todo el sistema elevador y los Certificados de Mantenimiento, Calidad, Check List Diario de Equipos y el Permiso de Izaje.
- Se señaliza y delimita toda el área de influencia del radio de giro de la tornamesa de la grúa (área de maniobras) con acordonamientos, conos y letreros de señalización.

b) Proceso de colocación e izaje de armadura de columnas

Las actividades de colocación de armadura de las columnas se realizan sobre plataformas compactadas y niveladas en zonas aledañas a la zapata. Se emplea acero dimensionado según planos del proyecto. Ver figura 5.22A



Figura N°5.22a: Armadura de acero para zapatas

Una vez culminado la armadura de las columnas se procede con el izaje de las mismas mediante el empleo de grúas con capacidad suficiente que cumplan con los requerimientos mínimos establecidos en las especificaciones y procedimientos. Para el izaje de las columnas S49, S50 y S51 se utiliza una grúa Link - Belt Modelo LS-298HSL con una capacidad de 250 Ton, mientras que para el izaje de las armaduras de las columnas S48, S52, S49P y S51P, se utiliza una Grúa Terex con una capacidad de 115 Ton (Ver la secuencia de izaje en las Figuras N° 5.23, 5.24).

- Antes de iniciar el izaje la grúa se posiciona en terreno firme y nivelado, es importante verificar que no haya cables eléctricos que representen un peligro para las operaciones de izaje, cualquier obstáculo que se ubique dentro del área de maniobras de la grúa debe ser retirado.
- Las maniobras de izaje es dirigida por el Rigger que en todo momento se encuentra a la vista del operador de la grúa.
- La columna es atada al balancín de la grúa mediante el empleo de estrobos y grilletes de 1 1/2".
- Se colocan sogas en los extremos opuestos de la columna para su correcto direccionamiento y control durante el izado y posicionamiento.
- Se efectúa la Prueba de Resistencia y Pandeo de la carga por un espacio de 5 minutos antes de iniciar el izaje propiamente dicho, esto con la finalidad de garantizar la resistencia de las poleas, cables, eslingas y grilletes.
- Se comienza a elevar la carga sólo cuando el cable de izaje está vertical y la cuadrilla de maniobras está alejada de la carga, fuera del área de oscilación de la misma.
- Una vez posicionada la columna en su respectivo eje, es asegurada desde la parte superior mediante el uso de tensores (cables de acero de 1/2") y grilletes de 1 1/4" y 3/4" unidos a unos tensadores y estos a su vez anclados al terreno mediante barras corrugadas de 1". Para las columnas S49, S50 y S51 se procede a colocar 12 tensores, 8 a 3.50m del nivel superior de la zapata y 4 ubicados a 1.00m por debajo del nivel superior de la armadura de la columna. Para la columna S48 y las columnas S52, S49P, S51P se procede a colocar 8 tensores, 4 a 3.50m del nivel superior

de la zapata y otros 4 ubicados a 1.00m por debajo del nivel superior de los aceros verticales de la columna.

- Seguidamente la cuadrilla de Topografía procede a verificar la verticalidad y posicionamiento de la columna.
- Finalmente, una vez anclados todos los tensores de $\frac{1}{2}$ " al terreno y después que los operarios culminan con los trabajos de colocación de los aceros restantes de la zapata (en la zona de unión zapata – columna), la grúa deja de sostener la armadura de la columna.
- Los tensores son retirados gradualmente en la medida que se coloca y asegura el encofrado de la columna hasta los respectivos niveles.



Figura N°5.23: Izaje de columnas



Figura N°5.24: Colocación final de columna en zapata

5.1.7 Vaciado de concreto en zapatas

a) Actividades preliminares

- Para la cuadrilla de trabajo se optó por: 0.2 Capataz + 2.0 Operadores + 2.0 Operarios y 6.0 Peones generando un rendimiento de 120 m³/día.
- Antes y durante el desarrollo de las actividades de colocación de concreto en zapatas el Ing. de Seguridad y Supervisor verifican el correcto llenado de los ATS (Análisis de Trabajo Seguro), el Permiso de Trabajo, Certificados de la Bomba y del Operador de la misma. Asimismo se verifica que el personal cuente con todos los implementos de seguridad necesarios (EPP's), accesos seguros (escaleras) e iluminación adecuada que permitan ejecutar los trabajos en óptimas condiciones.
- Se procede a cercar y señalizar la zona de trabajo con acordonamientos, conos y avisos, se posiciona la bomba en un lugar estratégico desde donde se pueda realizar el vaciado completo de la zapata; asimismo, se *habilita zonas para la circulación adecuada de los camiones mixer y el personal de obra.*
- Previo a la colocación del concreto se inspecciona la limpieza y operatividad de la bomba y los vibradores de concreto.

b) Proceso de vaciado de concreto en zapatas

Previo al inicio del vaciado de la zapata se realiza las coordinaciones con Topografía para que proceda a colocar los niveles de vaciado, luego se procede a colocar los puntos de soldadura del sistema de protección contra corrientes de fuga *en los aceros de la malla superior donde se intersectan con los aceros verticales de la columna.* Culminada las actividades de soldadura se procede con el sopleteo de la estructura de modo que ésta quede limpia. Una vez realizada la inspección, la Supervisión autoriza el vaciado.

Antes que cada camión mixer realice la descarga, el técnico de concreto del Área de Calidad lleva a cabo el control, verificando en campo la temperatura (que deberá estar entre los 10°C y 32°C) y la consistencia (slump), horas de salida de planta y llegada a obra de los mixers, hora de inicio y fin de los vaciados y *la toma de muestras del concreto.* Esta toma de muestras se realiza una vez cada 50 m³ de concreto vaciado, la cantidad de muestra extraída es de

1pie³ tomada en buguie limpio y humedecido. La muestra está compuesta por 5 probetas para ser ensayadas en laboratorio con rotura de probetas a los 7 días (2 probetas) y a los 28 días (2 probetas) y 1 probeta de reserva.

La zapata S49, se considera un concreto premezclado de $f'c=280$ kg/cm² con Slump de 6", sin encofrado, vaciado contra terreno en sus 4 lados. El volumen de concreto vaciado para esta zapata es de 433 m³.

Para las zapatas S48 y S52, son de tipo rectangular, se considera un concreto premezclado de $f'c=280$ kg/cm² con Slump de 6", sin encofrado, vaciado contra terreno en sus 4 lados. El volumen de concreto vaciado para cada una de estas zapatas es de 162 m³.

Las zapatas S50 y S51, de tipo rectangular, se considera un concreto premezclado de $f'c=280$ kg/cm² y Slump de 6", con encofrado en las caras longitudinales y vaciado contra terreno en las caras transversales. El volumen de concreto vaciado para cada una es de 361 m³.

Las zapatas S49P y S51P, de tipo rectangular, se considera un concreto premezclado de $f'c=280$ kg/cm² y Slump de 6", con encofrado en las caras longitudinales y vaciado contra terreno en las caras transversales. El volumen de concreto vaciado para cada una es de 110 m³.

La colocación del concreto se realiza usando métodos que evitan la segregación de la mezcla, evitando su caída con demasiada presión contra los encofrados o refuerzos, la altura de colocación del concreto (caída libre) no debe ser mayor a 1.5m. La mezcla se consolida mediante la vibración utilizando vibradores de inmersión de 2" y 3", el Contratista y la Supervisión se encargan de inspeccionar estas labores constantemente. Ver figuras 5.25 - 5.26.

Para el curado del concreto se emplea el curador químico Sika Antisol S, este compuesto se aplica a 30 minutos después de culminado el vaciado de la zapata, se aplica en 2 capas, la segunda capa se aplica en dirección transversal a la primera mediante un rociador (bomba aspersora de mochila).



Figura N°5.25: Vaciado de concreto en zapatas



Figura N°5.26: Proceso de vaciado de concreto en zapatas

5.1.8 Encofrado de Columnas

a) Actividades preliminares

- El Ing. de Seguridad y Supervisor verifican el correcto llenado de los ATS (Análisis de Trabajo Seguro), el Permiso de Trabajo, Certificados de la Grúa y del Operador de la misma. Asimismo se verifica que el personal cuente con todos los implementos de seguridad necesarios (EPP's), accesos seguros (andamios) e iluminación adecuada en trabajos nocturnos que permitan ejecutar los trabajos en óptimas condiciones.
- Se procede a cercar y señalizar la zona de trabajo con acordonamientos, conos y avisos, se posiciona la grúa en un lugar estratégico desde donde se pueda realizar las maniobras de izaje sin inconvenientes; asimismo, se habilita zonas para la circulación adecuada de los equipos y el personal de obra.

b) Proceso de encofrado de columnas

Los encofrados son diseñados y construidos de modo que resistan totalmente el empuje del concreto al momento del vaciado sin deformarse, incluyendo el efecto de vibrado para la densificación. Los paneles son unidos por medio de grapas, no deberán presentar deformaciones, defectos, irregularidades o puntos frágiles que puedan influir en la forma, dimensión o acabado de los elementos de concreto a los que sirve de molde.

El encofrado empleado es abastecido por la empresa Ulma, se emplea el sistema de encofrado modular NEVI. Para las columnas por ser elementos que poseen superficies tipo concreto expuesto o "caravista" se usan paneles prefabricados de madera multilaminada o revestida (paneles fenólicos).

Antes de encofrar la columna, se ubica un punto entre el acero vertical y el estribo circular a 10cm por debajo del nivel del terreno donde se suelda una platina de $\frac{1}{4}$ " de espesor y de 100 x 60mm para dar continuidad al sistema de protección contra corrientes de fuga. También se realiza el trazo y replanteo, sobre la zapata, de los ejes y dimensiones de la columna, respetando los recubrimientos según las especificaciones técnicas y planos (5 cm).

Luego se inicia el proceso de habilitado del encofrado: se verifica sus formas y dimensiones según planos, se colocan ochavos en las aristas y bordes de acuerdo a la geometría, seguidamente se realiza la limpieza evitando concretos antiguos pegados u otros elementos extraños pues deben presentar una superficie lisa y uniforme. Los encofrados son completamente herméticos y esto se logra aplicando un sellador que forma una película impermeable y dura en la zona de juntas y bordes, con esto se evita escapes de pasta o lechada de cemento durante el vaciado. Finalmente, se procede a aplicar el desmoldante para evitar la adherencia del concreto, todo esto con la finalidad de conservar el encofrado y darle varios usos.

Las columnas tienen unas alturas medidas desde la base superior de la zapata de: Columna S48 de 6.9 m, columna S49 de 8.57 m, columna S50 de 6.20 m, columna S51 de 6.09 m, columna S52 de 6.62 m, columna S49P de 10.46 m, y la columna S51P de 10.17 m. Ver figura 5.27

El izaje de los encofrados se realiza empleando una grúa Terex AC40/2 con capacidad de carga de 35 Tn.



Figura N°5.27: Proceso de encofrado de columnas



Figura N°5.28: revisión topográfica de verticalidad en columnas

Una vez culminado el encofrado y antes del vaciado de cada etapa, Topografía verifica el aplome del encofrado, los recubrimientos y los niveles de vaciado. Ver figura 5.28

5.1.9 Vaciado de concreto en columnas

a) Actividades preliminares

- Para la cuadrilla de trabajo se optó por: 0.2 Capataz + 2.0 Operadores + 2.0 Operarios y 6.0 Peones generando un rendimiento de 80 m³/día.
- Antes y durante el desarrollo de las actividades de colocación de concreto en columnas el Ing. de Seguridad y Supervisor verifican el correcto llenado de los ATS (Análisis de Trabajo Seguro), el Permiso de Trabajo, Certificados de la Bomba y del Operador de la misma así como los Certificados de capacitación para trabajos en altura. Asimismo se verifica que el personal cuente con todos los implementos de seguridad necesarios (EPP's), accesos seguros (escaleras) e iluminación adecuada (si el vaciado se realiza de noche) que permitan ejecutar los trabajos en óptimas condiciones.
- Se procede a cercar y señalizar la zona de trabajo con acordonamientos, conos y avisos, se posiciona la bomba en un lugar estratégico desde donde se pueda realizar el vaciado completo de la zapata; asimismo, se

habilita zonas para la circulación adecuada de los camiones mixer y el personal de obra.

- Previo a la colocación del concreto se inspecciona la limpieza y operatividad de la bomba y los vibradores de concreto.
- Todas las plataformas de trabajos en áreas elevadas, deben estar provistas de medios de acceso seguro para uso del personal tales como escaleras, en todos los niveles. El Ing. de Seguridad es el encargado de verificar previamente y dar pase para el uso de los andamios y escaleras para el inicio de las labores de vaciado de las columnas.

b) Proceso de vaciado de concreto en columnas

Luego de realizarse el vaciado de las zapatas, culminado el encofrado de las columnas y verificadas con inspección topográfica las cotas de vaciado, la geometría de la columna, alineamiento vertical y recubrimientos, se procede a la colocación de concreto en las columnas. Este concreto tiene una resistencia a la compresión de 280 kg/cm² con un slump de 6" a 8".

El vaciado en estas columnas se realiza en una sola etapa. Ante esta necesidad se instaló un equipo de conducción de concreto conformado por un sistema de tubos verticales acoplados de 6" y un embudo en el extremo superior a través del cual se coloca el concreto. Cada tubo tiene 1.50 m. de longitud excepto el que se encuentra en el extremo inferior que es de 3 m. y va embebido en el concreto. Durante el vaciado, luego de verter cada mixer, se procede a retirar un tubo pero manteniendo siempre una longitud mínima de 1.5 m. de tubo dentro de la masa del concreto en todo momento, previniendo así considerablemente la segregación. Para el vaciado de cada columna se emplearon 2 sistemas de tubos, pues mientras la descarga de concreto de un mixer se realiza por uno de ellos, se aprovecha en retirar un tubo de 1.5m. del otro, reduciéndose los tiempos de espera.

Durante el proceso de vaciado del concreto se lleva a cabo el control del mismo, verificando en campo la consistencia (slump) y temperatura (esta temperatura deberá estar entre 10°C y 32°C), además la hora de salida y llegada de los mixers, horarios de inicio y fin de los vaciados y la toma de muestras para ser ensayadas en laboratorio con rotura de probetas. La muestra tomada es de 1

pie3 por cada 50 m³ de concreto vaciado y consta de 5 probetas que serán ensayadas 2 a los 7 días y 2 a los 28 días quedando 1 probeta de reserva.

El vibrado del concreto se realiza empleando vibradores de inmersión de 2" y 3" con una intensidad suficiente que garantiza la plasticidad y la adecuada consolidación del concreto, evitando la formación de cangrejas o la segregación de la mezcla. En zonas donde estos no son tan efectivos se emplean, adicionalmente, los vibradores externos como los martillos de goma y tacos de madera con los cuales se golpea el encofrado durante el vaciado (zonas inferiores de la columna). Ver figura 5.29.

Las consideraciones para el vaciado de concreto de las columnas S48 y S52 figuran en los planos adjuntos, donde indica que son de sección octogonal alargado transversalmente, teniendo un volumen de concreto de 25 m³. Se considera un concreto premezclado de $f'c=280$ kg/cm² y slump de 8" para la etapa de vaciado. Las columnas del eje S49P son de un volumen 21 m³, las columnas del eje S49 son de 28 m³ cada una, las columnas del eje S50 son de 25 m³ cada una, las columnas del eje S51 son de 24 m³, y finalmente las columnas del eje S51P son de 20 m³.

El curado de las columnas se realiza empleando el curador químico SIKA Antisol S inmediatamente después de desencofrada la estructura. Se procura no retrasar su aplicación en más de 2 horas. En caso que la superficie se encuentre muy seca se procede a humedecerla hasta que el concreto adquiera una apariencia húmeda uniforme y se procede a aplicar el curador químico en 2 capas, la 2da. capa se aplica en dirección transversal a la primera.



Figura N°5.29: Vaciado de concreto en columnas

5.1.10 Relleno y compactación de zapatas

a) Actividades preliminares

- El Supervisor e Ing. de Calidad realizan una inspección visual del terreno de fundación antes de iniciar el relleno; si se encontrara material de mala calidad éste es eliminado y/o reemplazado.
- Se procede a cercar y señalizar la zona de trabajo con acordonamientos, conos y avisos.
- Debe desarrollarse el trabajo considerando una circulación adecuada de los equipos de excavación (compactador, minicargador, camión cisterna) y los volquetes que transportan el material de relleno.

b) Proceso de relleno y compactación de zapatas

Luego del desencofrado de las columnas, se procede a rellenar la zapata. Este proceso comprende varias etapas como son: ensayo y evaluación de materiales, preparación del terreno, relleno y compactación. Para la ejecución de los trabajos se tiene en cuenta ciertos lineamientos que se describirán líneas abajo.

Se evalúa las características de los materiales a ser empleados en los rellenos (según especificaciones técnicas). En caso que el material extraído producto de la excavación no sea el apropiado se usa material de préstamo, el material extraído de las canteras previamente es evaluado por los Geotécnicos especialistas del Área de Calidad y Supervisión quienes autorizan su uso siempre y cuando estos cumplan con las especificaciones y requerimientos del Proyecto. Ver figura 5.30.

El material extraído de la excavación será apropiado para el relleno cuando presente Índice de plasticidad $IP < 10$, tamaño máximo de 5", tipo de material A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-3 y libre de material orgánico.

La conformación de los rellenos se realiza por capas de espesor definido de acuerdo al tipo de material. Los rellenos con material propio se realizan en capas de 30 cm de espesor compactadas hasta alcanzar el 95% de la máxima densidad seca del Próctor modificado, el tamaño máximo de las partículas no es

mayor a 5", de encontrarse partículas mayores, éstas son retiradas manualmente bajo la supervisión del Responsable de Calidad y Supervisor, las piedras presentes en el material propio clasificado no debe exceder el 7%. La conformación de la corona (subrasante) se realiza en capas de 30 cm de espesor compactadas al 95% del Próctor Modificado, el tamaño máximo de las partículas no es mayor a 3". En la zona donde existe pavimento asfáltico, la sub-base y base están conformadas por una capa de 30 cm. dividida en 2 sub capas de 15 cm. compactadas hasta alcanzar el 100% de la máxima densidad seca del Próctor Modificado. En la zona donde existe únicamente bermas el relleno con material propio se realiza también en capas de 15 cm compactadas hasta alcanzar el 95% de la máxima densidad seca del Próctor Modificado. El tamaño máximo de las partículas no es mayor a 5". Ver figuras 5.31-5.32.

Con el apoyo topográfico se realiza el trazo de niveles y los espesores de las capas de relleno y una vez culminado el compactado de cada capa se encargan de verificar dichos niveles.

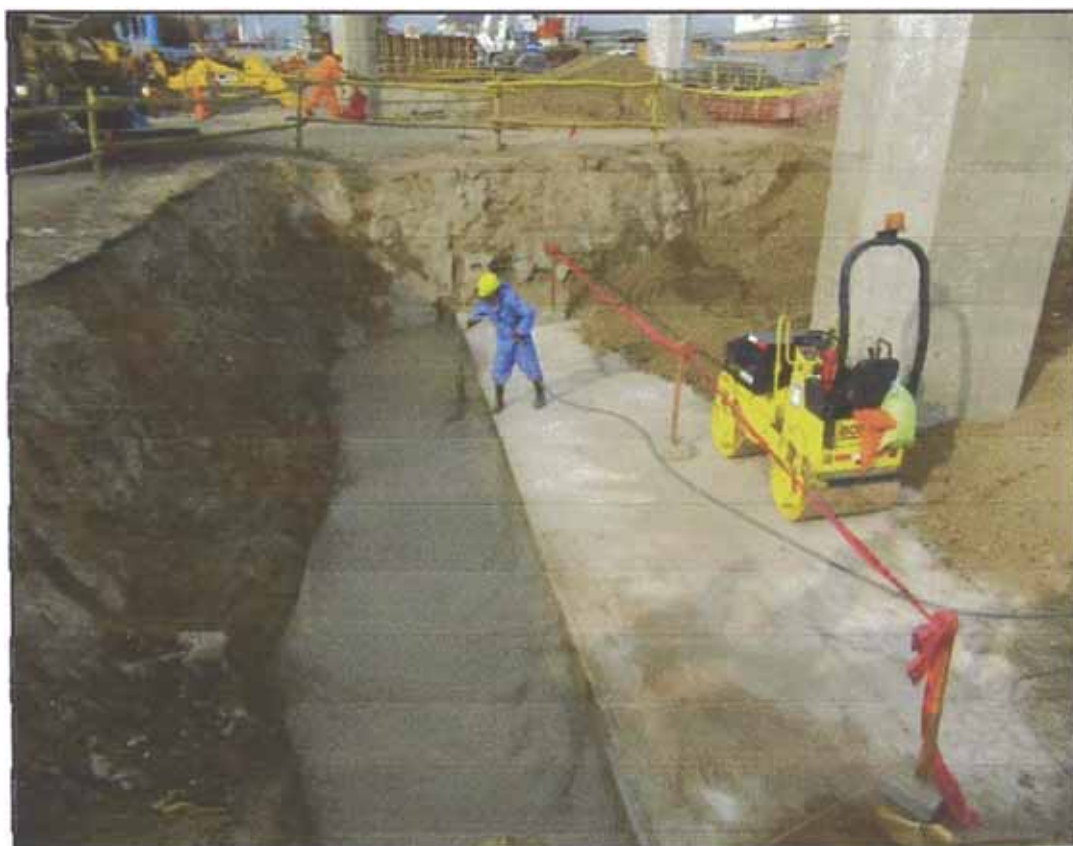


Figura N°5.30: Inicio de relleno en zapatas



Figura N°5.31: Compactación del relleno en zapatas



Figura N°5.32: Fin del relleno de zapatas

El ensayo de densidad de campo para controlar el proceso de compactación se realiza empleando el densímetro nuclear. Se evalúa 1 punto por capa, el cual es definido por el Supervisor (Ver Figura N° 5.33).

No se puede iniciar la conformación de la siguiente capa hasta alcanzar el porcentaje de compactación requerido.



Figura N°5.33: Pruebas de Densímetro para relleno

5.1.11 Construcción de Cabezales

a) Actividades preliminares

- Previo al inicio y durante el desarrollo de cualquier actividad el Ing. de Seguridad y Supervisor verifican el correcto llenado de los ATS (Análisis de Trabajo Seguro), el Permiso de Trabajo, los Certificados de las grúas empleadas para el izaje del encofrado y aceros del cabezal. Asimismo se verifica que el personal cuente con todos los implementos de seguridad necesarios (EPP's) y Certificado de capacitación para trabajos en altura, accesos seguros (andamios) e iluminación adecuada en trabajos nocturnos que permitan laborar en óptimas condiciones.
- Durante las labores de izaje se procede a cercar y señalizar la zona de trabajo con acordonamientos, conos y avisos, se posiciona la grúa en un lugar estratégico desde donde se pueda realizar las maniobras de izaje

sin inconvenientes; asimismo, se habilita zonas para la circulación adecuada de los equipos y el personal de obra.

- Todas las plataformas de trabajos en áreas elevadas, deberán estar provistas de medios de acceso seguro para uso del personal tales como escaleras, en todos los niveles. Estas estructuras son verificadas previamente por el Ing. de Seguridad quien autoriza su uso.
- Los dispositivos para la detención de caída tales como líneas de vida, arneses de seguridad con línea de anclaje, dispositivos de amortiguación de impacto, etc. son examinados por el Ing. de Seguridad antes de su uso para detectar daño o deterioro. El equipo defectuoso es retirado de servicio inmediatamente.

b) Proceso constructivo de vigas cabezales

Culminado el relleno y compactado de las zapatas de los ejes extremos S48 y S52, se procede con la nivelación del terreno para el posicionamiento del sistema de soporte de la viga cabezal (Sistema Brio), sobre él se instalan, empleando un camión grúa de 16 Ton y una grúa de 35 Ton, los paneles prefabricados que sirven de soporte al fondo del cabezal (conformado por Riostras MK-120, Vigas Ulmafex y fenólicos). En el eje S48, por ser un cabezal de mayor dimensión, estos elementos son izados independientemente e instalados según la secuencia constructiva (Ver figura N° 5.34). Culminada estas labores, se procede con el armado de los andamios para permitir el acceso del personal y dar inicio a las labores de colocación del acero de refuerzo, previamente, Topografía verifica el alineamiento y las cotas de fondo, también realiza el trazo de los ejes y señala las dimensiones del cabezal según los planos del Proyecto. Una vez liberado topográficamente el fondo del encofrado de la viga se procede a colocar los aceros de refuerzo, estos son levantados empleando un camión grúa. El acero es habilitado y suministrado por Aceros Arequipa de acuerdo a los planos del proyecto.

El equipo de trabajo consta de 3 cuadrilla de trabajo, para la cuadrilla se optó por: 0.2 Capataz + 1.0 Operario + 1.0 Oficial y 1.0 Peón generando un rendimiento de 2000 kg/día, para los cabezales S48 y S52, el armado de acero es ejecutado según los planos del proyecto, se emplean varillas de acero de diámetro $\frac{1}{2}$ ", $\frac{5}{8}$ ", $\frac{3}{4}$ ", 1" y $1 \frac{3}{8}$ " con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y un recubrimiento de 5

cm, el peso total de acero para cada uno de estos cabezales es de 5.5 Toneladas. Para los cabezales de los ejes S50 y S51, se utilizó 40 toneladas de acero, en el eje S49 se utilizó 26 toneladas de acero.

Una vez culminadas las labores de colocación del acero, el responsable del Control de calidad y el Supervisor inspeccionan las barras principales, refuerzos y estribos en la armadura principal, luego los elementos de la llave de corte, se verifican la posición, diámetro, longitud de traslapes, espaciamientos y cantidad de elementos según los planos de estructuras citados líneas arriba. Culminada esta labor se procede al encofrado.

Para el encofrado lateral de los cabezales se emplea el encofrado modular con paneles COMAIN, el habilitado en campo de éstos se realiza según las dimensiones de la estructura que figuran en los planos del proyecto. Los encofrados son izados empleando una grúa.

En la viga cabezal, para dar continuidad al sistema de protección contra corrientes de fuga, se sueldan puntos en el extremo superior de la barra longitudinal de la columna donde fue fijada la platina uniéndose con los aceros de la malla superior de la viga cabezal, sobre éstos, a su vez, se sueldan *platinas según los planos del proyecto*. En los cabezales S48 y S52 se sueldan platinas de ¼" de espesor y de 100 x 60mm. distribuidas según los planos del proyecto.

Terminado los trabajos de encofrado (encofrado modular con paneles COMAIN), y soldadas las platinas, Topografía realiza la verificación pre-vaciado de los ejes, alineamientos, recubrimientos y niveles de vaciado del cabezal encofrado y la llave de corte, así como la distribución de las platinas, según los planos del proyecto mencionados anteriormente. Finalmente, el encargado del Control de Calidad y el Supervisor inspeccionan toda la estructura antes de dar pase para el vaciado.

Para la cuadrilla de trabajo se optó por: 0.2 Capataz + 2.0 Operadores + 2.0 Operarios y 6.0 Peones generando un rendimiento de 90 m³/día.

El vaciado se realiza empleando una bomba para concreto tipo pluma. Se emplea concreto premezclado de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ y slump de 6". El volumen de concreto colocado para las vigas cabezales S48 y S52 fue de 35 m³ cada una. Durante el proceso de vaciado del concreto el Contratista y Supervisor llevan a cabo el control del mismo, verificando en campo la consistencia (slump) y temperatura (10°C-32°C), horas de salida y llegada de los mixers, horarios de inicio y fin de los vaciados y el personal técnico realiza la toma de muestras para ser ensayadas en laboratorio con rotura de probetas. Se extrae 1 pie³ de muestra cada 50 m³ de concreto vaciado y se toman 5 probetas para ser ensayadas a los 7 y 28 días. El vibrado de concreto se realiza por inmersión usando vibradores de 11/2" y 2".

Los cabezales del eje S49 tienen un volumen de concreto de 60 m³, los cabezales del eje S50 y S51, tienen un volumen de concreto de 213 m³ y los cabezales de los ejes S49P y S52P tienen aproximadamente un volumen de concreto de 10 m³.



Figura N°5.34: Construcción de viga cabezal para puente

5.1.12 Colocación de los dispositivos de apoyo

Previo a la instalación de los aparatos de apoyo se coloca como base un espesor de grout por debajo éstos, esto ayuda a corregir cualquier imperfección en el acabado del concreto y provee una superficie plana de apoyo.

a) Preparación de base para groutear

La base de concreto sobre la que se aplicará el grout debe cumplir ciertos requisitos y procedimientos antes de la aplicación como son:

- En las vigas cabezales se trazan los ejes para ubicar la zona y dimensionar las bases que servirán de apoyo para el neopreno (Figura N° 5.35a).
- La sección del concreto sobre el cual se aplicará el grout debe estar debidamente escarificado, libre de polvo, húmedo y firme. Se debe remover todo concreto suelto, fisurado ó mal adherido y la superficie estará libre de impregnaciones.
- Se tienen 2 opciones para el escarificado de la superficie donde se colocará el grout: ejecutar un rayado en la superficie del concreto en estado fresco ó, luego de endurecido el concreto, realizar un picado con herramientas de mano (Figura N° 5.35b).
- Se satura la superficie con agua durante las 24 horas previas a la colocación del grout (Figura N° 5.35c).
- El encofrado para los vaciados de grout se confecciona de listones alrededor del elemento a embeber. Los moldes deben ser absolutamente estables y no deben absorber agua de la mezcla; del mismo modo deben ser herméticos para evitar la fuga de agua de mezclado para lo cual deberá verificarse que dichos listones se encuentren adecuadamente unidos entre sí (Figura N° 5.35d).
- Topografía procede a verificar los niveles de vaciado, según planos del proyecto.



Figura N° 5.35a. Trazo y replanteo de ejes y dimensiones (Fuente: Propia).



Figura N° 5.35b. Escarificado de la superficie (Fuente: Propia).



Figura N° 5.35c. Superficie saturada con agua (Fuente: Propia).



Figura N° 5.35d. Encofrado (Fuente: Propia).



Figura N° 5.35e. Preparación de la mezcla de grout (Fuente: Propia).



Figura N° 5.35f. Colocación del grout (Fuente: Propia).



Figura N° 5.35g. Desencofrado
(Fuente: Propia).



Figura N° 5.35h. Colocación del neopreno
(Fuente: Propia).

b) Preparación y aplicación de grout

- Se prepara la cantidad exacta de material que se va emplear de acuerdo con el plan de aplicación del grout (Figura N° 5.35e).
- Se controla la temperatura del grout para que se mantenga por debajo de 32 °C en el momento de su colocación.
- La colocación del grout se realiza en forma continua inmediatamente después de concluida la operación de mezclado (Figura N° 5.35f).
- Después de la aplicación del grout es necesario conservar la superficie húmeda, para lo cual se procede a cubrir con yute húmedo durante 3 días consecutivos. De ese modo se protege de un secado rápido y se evita fisuras por la temperatura elevada que produce la mezcla de grout.
- Se muestrean cubos de 5x5x5 cmt. para verificar su resistencia.
- El encofrado se retira luego de 12 horas de haberse colocado la mezcla de grout (Figura N° 5.35g).
- Se procede a la colocación del neopreno según los planos del proyecto.

5.1.13 Construcción de Viga Cajón para el Cruce especial

5.1.13.1 Encofrado para viga cajón

El proceso constructivo del soporte especial en estos vanos se inicia con el *habilitado y montaje del Sistema de Torres Aluprop*. Se opta por este sistema ya que presenta cualidades que se amoldan perfectamente a las necesidades del proyecto. Destaca por ser muy ligero, de fácil armado, gran capacidad de carga y

soporta encofrados a gran altura de forma segura, como es el caso del viaducto en estudio.

Este sistema es pre-armado en piso y a pie de obra según las alturas consideradas en los planos (Ver Figura N°5.36). Estas alturas en promedio son de 8 m, mientras que la longitud de los puntales habilitados y disponibles en el mercado son de solamente 6m; por esta razón, fue necesario superponerlos. La unión entre puntales se realizó empleando tornillos, de esta manera se alcanzaron las alturas requeridas. Se colocaron marcos de arriostamiento (5 marcos por torre), éstos se fijaron al tubo exterior de los puntales mediante garras y cuñas. Sobre el extremo superior de los puntales Aluprop se colocan unos cabezales sobre los cuales se apoyan las Riostras MK-120.

El izaje de la cimbra se realiza empleando camión grúa. Previo al montaje de estas torres se procede a compactar y nivelar el terreno, seguido de la verificación topográfica respectiva.

Para lograr el adecuado comportamiento de los puntales Aluprop es necesario asegurar un punto de apoyo rígido sobre el terreno; para garantizar esa condición se emplearon tablonces de 12" x 11/2" x 12' (Figura N°5.36).

Culminado el izaje de las Torres Aluprop, sobre éstas (y apoyados en sus cabezales) se colocan las vigas primarias (Riostras MK-120) y éstas a su vez reciben transversalmente a las vigas secundarias compuestas de Riostras MK-120 y vigas Ulmaflex.

Sobre las vigas secundarias o Riostras MK-120 se apoyan los pies verticales BRIO, estos se sujetan a través de unos Conectores JRM y diagonales. La Cimbra Brio, a su vez, soporta una segunda tanda de Riostras MK-120 y las Vigas Ulmaflex respectivas sobre las cuales se realiza el encofrado de fondo de losa de la viga cajón empleando tablero fenólico. (Ver los detalles de este sistema de soporte en la Figura N°5.36 y Figura N°5.37). La Memoria de Cálculo de este sistema de soportes se muestra en el Anexo C.

El motivo por el cual se empleó la Cimbra Brio para la segunda etapa del apuntalamiento del fondo de losa de la viga cajón, es debido a que este sistema es fácilmente regulable ya que los pies verticales en su extremo superior cuentan con un cabezal unido a un husillo que permite regular su altura hasta alcanzar la cota requerida. Otra ventaja de este sistema es su gran flexibilidad para adaptarse a diferentes geometrías y configuraciones como es el caso de la viga cajón de sección variable. Además, consta de una serie de diagonales y brazos unidos que le dan una mayor rigidez al sistema.

5.1.13.2 Encofrado vano central de 55 metros

El soporte a ser colocado corresponde al cruce de la Av. El Sol y Próceres de la Independencia, cuya sección es un cajón de sección transversal de peralte variable. En este caso, el encofrado de la losa de fondo de los tramos entre los ejes S49 y S51; S49P y S51P, consta de unas estructuras denominadas Torres MK como apoyo principal en los extremos acompañados por torres ALUPROP para completar la longitud central.



Figura N°5.36: Vista del encofrado del Cruce especial San Carlos

Sobre las torres MK se apoyan unas cerchas MK (44 unidades); estas serán fijadas a la plataforma o cabezal superior de las torres, con otras vigas H como se describe en el plano. Se colocará riostras MK120 transversalmente sobre las cerchas, para posteriormente colocar el fondo de losa, como se muestra en el detalle 01 y 02. Para las vigas cajón y plataforma de pasajeros que van del eje

50 al 51 se usará las torres ALLUPROP de la manera habitual, como se muestra en los planos ULMA, en el anexo D.

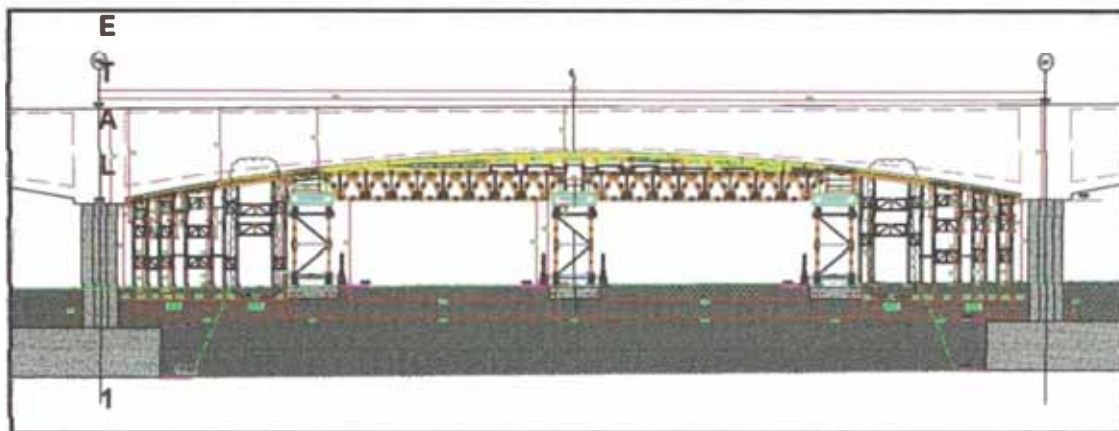


Figura N°5.36a: Vista de la Sección longitudinal del tramo central

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Los trabajos preliminares corresponde el habilitado del apuntalamiento (Torres MK) como principal armado para el soporte de las vigas articuladas MK. Previo montaje de las torres MK se nivelará el terreno y se colocará una losa de concreto (se adjunta diseño de la losa), donde se anclarán unos pernos de fijación tipo esparrago a lo largo de un perfil ubicado a pie de torre en ambos ejes. Se tendrá que tomar en cuenta que las cargas aplicadas están según la memoria de cálculo. Se realiza el trazo o ubicación de las torres MK así como el apuntalamiento ALUPROP faltante hacia las columnas S50 y S51. Se procederá con el montaje de las torres MK y ALUPROP (ambos pre armados en piso, según la altura indicada en los planos). Como otra alternativa de armado del ALUPROP, este se puede elaborar in-situ, de manera manual en su lugar final. Este último procedimiento también es aplicable a los tramos de viga entre los ejes 48/49, 48/50 y 51/52 (extremos) ya que se usa el mismo sistema ALUPROP.

En la parte superior de las torres MK (cabezal), se colocarán las vigas H especificadas en planos y sobre ellas se montarán unas cerchas MK longitudinales (44 unidades), una vez que estas estén apoyadas y alineadas sobre las vigas base que muestran los planos, se procederá con la colocación del fondo de losa.

5.1.13.3 Montaje de Elementos Ulma

Tanto el ALUPROP como las torres MK pueden armarse en piso y montarse o armarse in situ. Los ALUPROP son elementos ligeros; cerchas MK tienen un peso aproximado de 4 toneladas y las torres MK tienen un peso aproximado de 3.5 toneladas.

5.1.13.4 Montaje de Vigas Articuladas

Las torres MK a montar constan de un total de 12 unidades distribuidas en grupos de 3 por eje. Estos elementos serán izados con una grúa de alto tonelaje, con una capacidad mínima de 40 toneladas. La grúa debe estar como máximo a una distancia de 15 metros del centro de la viga.

El peso de cada torre es de 3.5 toneladas y su altura de 3.7 metros para la viga cajón y 6.21 toneladas y 6.57 metros para plataforma de pasajeros promedio; se procederá con el izaje de acuerdo al manual de la grúa utilizada (tabla que relaciona distancia con capacidad de carga). Se adjunta tabla; donde a 50 pies = 15 metros se puede levantar una carga de hasta 8.9 toneladas. La grúa debe funcionar a un 80% de su capacidad con lo cual podría cargar hasta 7.1 toneladas; capacidad suficiente para levantar las torres tanto del viaducto como de los andenes con un F.S. mayor a 2.5.

Para temas de transitabilidad, el menor gálibo para el tramo entre los ejes 50 y 51 será de 4.20 metros como indican los planos adjuntos, y el ancho mínimo de vía será de 11 metros como indica la figura 5.37

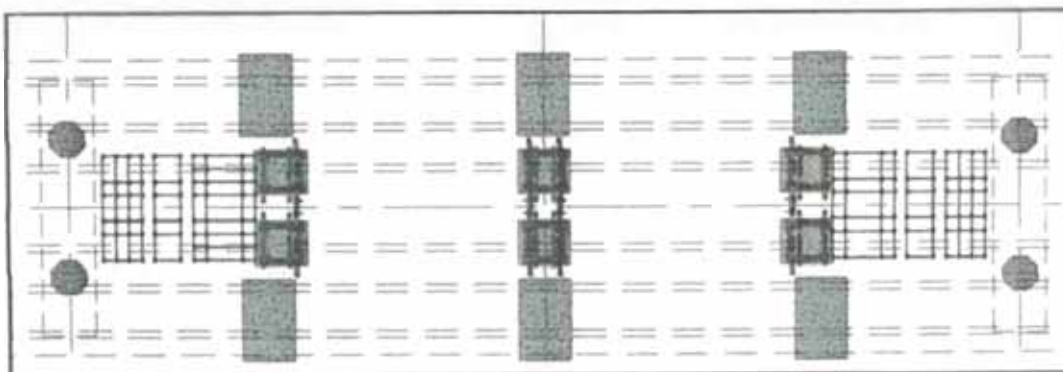


Figura N°5.36b: Vista de la Planta sobre el vano central

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

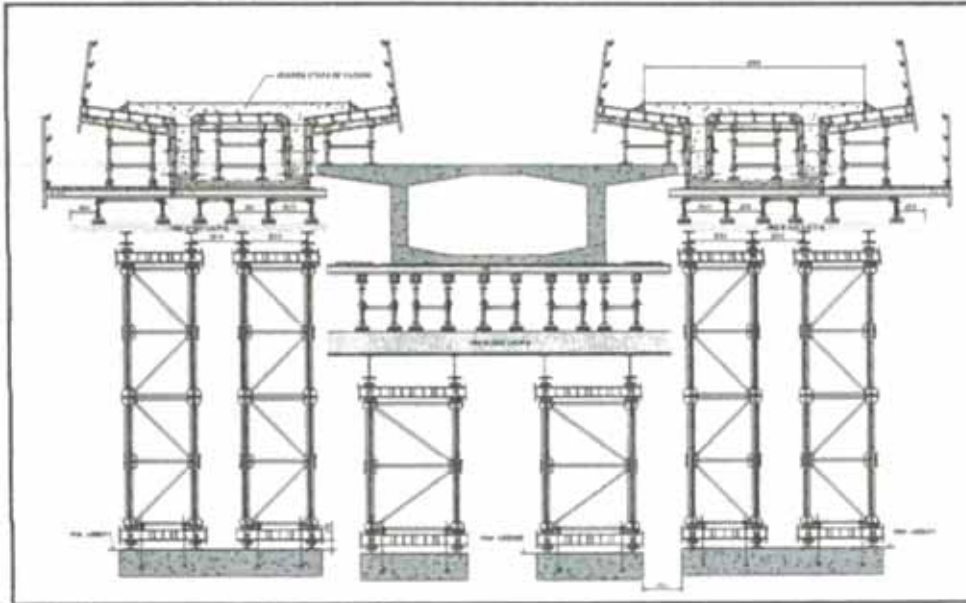


Figura N°5.36c: Vista de la sección transversal del tramo central

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE



Figura N°5.37: Encofrado del fondo de viga cajón

5.1.12.5 Encofrado externo de viga cajón

Una vez habilitado y colocado los soportes y los paneles fenólicos que sirven de encofrado para la losa de fondo de las vigas cajón, se procede a verificar sus niveles (cotas de fondo) y a la vez realiza el trazo y replanteo de los ejes y dimensiones según los planos del proyecto.

Durante la primera verificación topográfica de las cotas del encofrado de la losa de fondo de las vigas cajón se determinó que existían puntos de control que no se encontraban en la cota del proyecto, pues estos se ubicaban hasta 4 cm. por encima de las cotas establecidas en los planos. Ante esta situación se procedió a corregir dichas cotas gracias a los apoyos regulables del Sistema Brio, siendo estos una gran ventaja del Sistema.

Luego de superado el problema con las cotas se procede a colocar el encofrado externo de las almas (Ver Figura N°5.38), este encofrado consiste en Paneles COMAIN unidos mediante cerrojos y sostenidos por una serie de puntales y Tensores ORMA. El encofrado de la viga se inicia en el vano S50-S51 y se realiza según la geometría establecida en los planos.



Figura N° 5.38: Encofrado lateral de almas viga cajón

Culminada la colocación de los paneles laterales se procede a armar el soporte de los volados (Ver Figura N°5.39), para eso se emplea el Sistema de Soporte BRIO; estos se apoyan sobre el tablero del fondo de viga cajón. Sobre los soportes BRIO se coloca la 1era. tanda de vigas ULMAFLEX y sobre éstas se ubica una 2da. tanda de vigas del mismo tipo, ambas unidas transversalmente que, a su vez, sirven de apoyo para el encofrado del tablero en voladizo (Ver

figura N°5.40). Las cotas y las dimensiones de los encofrados son verificados por Topografía según los planos del proyecto mencionados líneas arriba.



Figura N° 5.39: Encofrado de las alas de viga cajón



Figura N° 5.40: Detalle del sistema de soporte de alas en Andén de Pasajeros

5.1.13.6 Encofrado externo de viga cajón

Paralelamente a estas labores de encofrado se inicia el proceso de colocación de la armadura longitudinal y transversal de la losa de fondo y alas de las vigas cajón, según los planos del proyecto. Para garantizar la continuidad del sistema de protección contra corrientes de fuga, se procede a soldar algunos puntos en

el traslape de aceros de la losa inferior y éstos, a su vez, se unen también mediante soldadura a los refuerzos verticales de los pilares centrales según los planos. Cerrando de esta manera el circuito. En los ejes extremos del viaducto se colocan platinas a los extremos de los diafragmas (los aceros de la losa inferior se sueldan a los aceros del diafragma que contienen a estas platinas) y éstas, a su vez, se conectan a otras platinas colocadas sobre los cabezales cerrando de este modo el circuito (ver los planos citados líneas arriba).

5.1.13.7 Colocación de ventanas de inspección

En un futuro existirá la necesidad de poder inspeccionar o evaluar estructuralmente las paredes interiores de las vigas cajón con diversos fines como ejecutar labores de mantenimiento o, en el peor de los casos, verificar la estructura internamente luego de la ocurrencia de algún evento extremo como puede ser un sismo de considerable magnitud. Debido a ello se contempla dejar ventanas de inspección en la losa de fondo de las vigas cajón (Figura N°5.41). A la vez, como veremos más adelante, estas ventanas también servirán de acceso para retirar los paneles y soportes de los encofrados internos de las vigas cajón. Las ventanas de inspección son colocadas, según el Diagrama de Momento Flector, en la zona donde el momento es nulo (puntos de inflexión de los vanos), es decir, los esfuerzos para este sector son mínimos. Por tal motivo, el refuerzo a considerar es el necesario para la compensación de contracción por las aberturas.



Figura N° 5.41: Ventana de inspección

5.1.13.8 Colocación de armadura de refuerzo

La colocación de acero en los diafragmas se realiza conjuntamente con las losas y las almas de las vigas cajón. Los diafragmas internos S50 y s51 permiten dar la continuidad a la estructura conectando las vigas cajón de tramos adyacentes y éstas, a su vez, con los pilares, formando una estructura porticada monolítica.

En los ejes externos S48 y S52 los diafragmas descansan sobre apoyos elástoméricos colocados sobre las vigas cabezales y por tratarse de cabezales junta estos no llevan restricciones longitudinales, por el contrario, en dicha dirección la estructura presenta una junta sísmica de 30 cm, esta configuración permite alcanzar la hiperestaticidad de la estructura. Además, estos diafragmas sirven para darle rigidez torsional a los extremos del módulo.

Para garantizar la continuidad del sistema de protección contra corrientes de fuga, se unen mediante puntos de soldadura los aceros longitudinales de la losa superior e inferior de la viga cajón y el extremo superior de las barras longitudinales del pilar (una de estas barras es aquella donde se encuentra fijada la platina a la columna a 10cm por debajo del nivel de terreno natural y las otras son las que se encuentran soldadas a la malla superior del acero de refuerzo de la zapata, de tal modo que se garantice la continuidad del sistema). Ver figura 5.42



Figura N° 5.42: Colocación de armadura de refuerzo

5.1.13.9 Colocación de ductos de postensado, chimeneas de inyección y refuerzos en zonas de anclaje

Los ductos de postensado consisten en unos conductos huecos galvanizados y corrugados de diámetro interior \varnothing 10 cm. que sirven para el paso de los cables de postensado o tendones. Estos ductos atraviesan longitudinalmente las paredes verticales (almas) de la viga cajón desde el eje S48 hasta el eje S52.

Se traza la trayectoria que tendrán los tendones de postensado según los planos del proyecto, luego se procede a ubicar los ductos respectando dicho trazo (Ver figura N°5.43), para empalmar estos ductos se utilizan acoples. Sobre los ductos, en la zona de los diafragmas internos S50 y s51, se colocan unas Chimeneas de inyección que están conformadas de una boquilla de inyección (pieza de PVC con reducción para \varnothing 3/4") que empalma el ducto de postensado con un tubo vertical de \varnothing 3/4" en un extremo que quedará embebido en el concreto del diafragma. El extremo opuesto del tubo alcanza una zona accesible (altura superior al nivel de vaciado del tablero) para la posterior inyección de la lechada (Ver Figura N°5.44).

En los diafragmas externos S48 y S52, en la zona de anclaje se colocan refuerzos adicionales. Estos refuerzos consisten en armaduras tipo espiral, piezas en U y botellas de postensado (Ver figura N°5.45). Es necesario colocar estos refuerzos adicionales pues las fuerzas de postensado producen una *concentración de esfuerzos elevados de compresión y aún esfuerzos de tracción* sobre el concreto en esta zona. Finalmente, se realiza una verificación de la trayectoria y posicionamiento final de los ductos antes del encofrado de las almas de la viga cajón según los planos del proyecto.



Figura N°5.43: Colocación de ductos de postensado



Figura N°5.44: Colocación de Chimeneas de inyección



Figura N°5.45: Colocación de espiral de refuerzo y botella de anclaje

5.1.13.10 Encofrado Interno de Viga cajón

Luego de culminarse el vaciado de concreto de las losas inferiores de la viga cajón y haberse colocado los ductos para el paso de los tendones (según las especificaciones establecidas en los planos), se procede con el encofrado interno de las almas y los diafragmas; además, el apuntalamiento y encofrado del fondo de la losa superior de las vigas cajón.

Para el encofrado interno de las almas y los diafragmas se emplea el Sistema de paneles COMAIN con superficie fenólica unidos mediante cerrojos (Ver Figura N°5.46 y Figura N°5.47), los paneles de encofrado externo e interno de las almas y diafragmas se sujetan mediante barras de rosca rápida de gran resistencia. Para mantener los encofrados rectos se utilizan los rigidizadores que se sujetan a los paneles obligándolos a mantener la línea recta.

Como soporte del encofrado de fondo del tablero se emplea el Sistema BRIO. En el extremo inferior de los pies verticales BRIO se colocan Husillos con placa que les permite apoyarse sobre la losa de fondo y en el extremo superior poseen cabezales con Husillo regulable sobre los cuales se apoyan las vigas ULMAFLEX, y sobre éstas se realiza el encofrado empleando tableros fenólicos

Una vez culminado el proceso de habilitado y colocación de los encofrados Topografía procede a verificar los niveles, dimensiones, alineamientos y recubrimientos de acuerdo a las especificaciones y planos del proyecto. Las almas y los diafragmas deberán tener, según las especificaciones, un *recubrimiento mínimo de 4 cm.*



Figura N°5.46: Encofrado interno de viga cajón



Figura N°5.47: Encofrado losa superior de viga cajón

5.1.12.11 Colocación de acero en losas de la Viga cajón

Luego de haberse culminado el encofrado interno se procede a la colocación de la armadura de la losa superior acero de con $F_y=4200$ kg/cm² y recubrimientos en la capa superior e inferior de 3 cm. y 2.5 cm. el equipo de trabajo consta de 3 cuadrilla de trabajo, para la cuadrilla se optó por: 0.2 Capataz + 1.0 Operario + 1.0 Oficial y 1.0 Peón generando un rendimiento de 2000 kg/día, respectivamente según las especificaciones que figuran en los planos de construcción (Ver Figura N°5.48). La armadura de la losa superior y los refuerzos en la malla superior de los diafragmas se colocan conjuntamente.

Para garantizar la continuidad del sistema de Protección contra Corrientes de Fuga, se procede a soldar algunos puntos en la zona de traslapes de los aceros longitudinales de la losa y éstos, a su vez, se sueldan a unas barras auxiliares (barras de sacrificio) colocadas en dirección transversal que sirven de enlace.

Finalmente, estas barras se unen mediante puntos de soldadura a las barras longitudinales de los pilares centrales cerrando el circuito. En los ejes extremos S48 y S52 también se colocan barras de sacrificio luego estas barras se sueldan a los aceros de los diafragmas donde se encuentran soldadas las platinas cerrando de este modo el circuito.



Figura N°5.48: Acero losa superior de viga cajón

5.1.13.12 Vaciado de concreto de Viga cajón

Se presenta la sección transversal de la viga cajón en el tramo que va de los ejes S48 al S52 (ver figura N° 5.49).

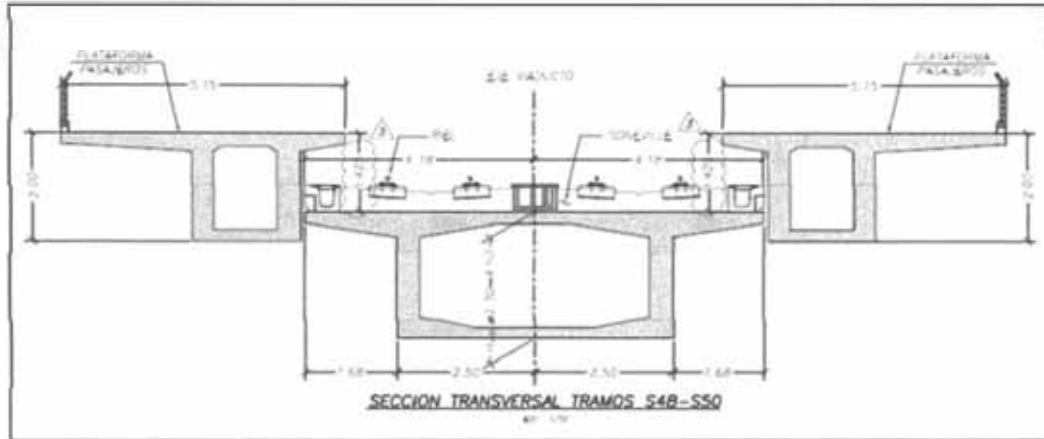


Figura N°5.49: Sección transversal de los ejes S48 al S52

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Para la cuadrilla de trabajo se optó por: 0.2 Capataz + 2.0 Operadores + 2.0 Operarios y 6.0 Peones generando un rendimiento de 120 m³/día.

Realizadas las inspecciones de control de calidad y emitida la correspondiente autorización se procederá al vaciado de las vigas. La colocación de concreto será por tramos y se seguirán los procedimientos usuales para el adecuado vibrado del concreto.

Teniendo en cuenta la longitud del puente, las secuencias de vaciado se han dividido en:

- Viaducto:
11 etapas (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 y 11)
- Plataforma de Pasajeros:
15 etapas (1, 2, 3, 4, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, y 22) las cuales se muestran en las figura N°5.50 y 5.51.

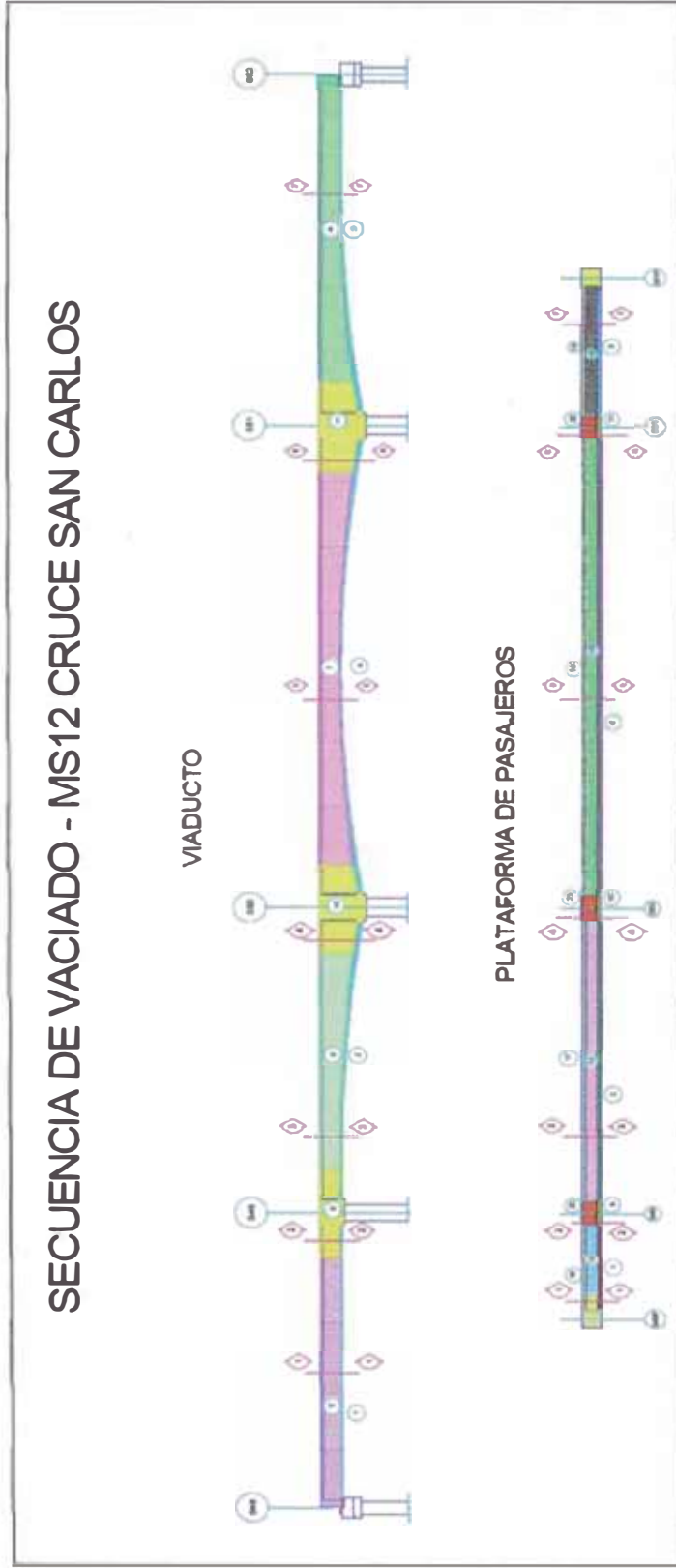


Figura N°5.50: Secuencia de vaciado de viga cajón

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

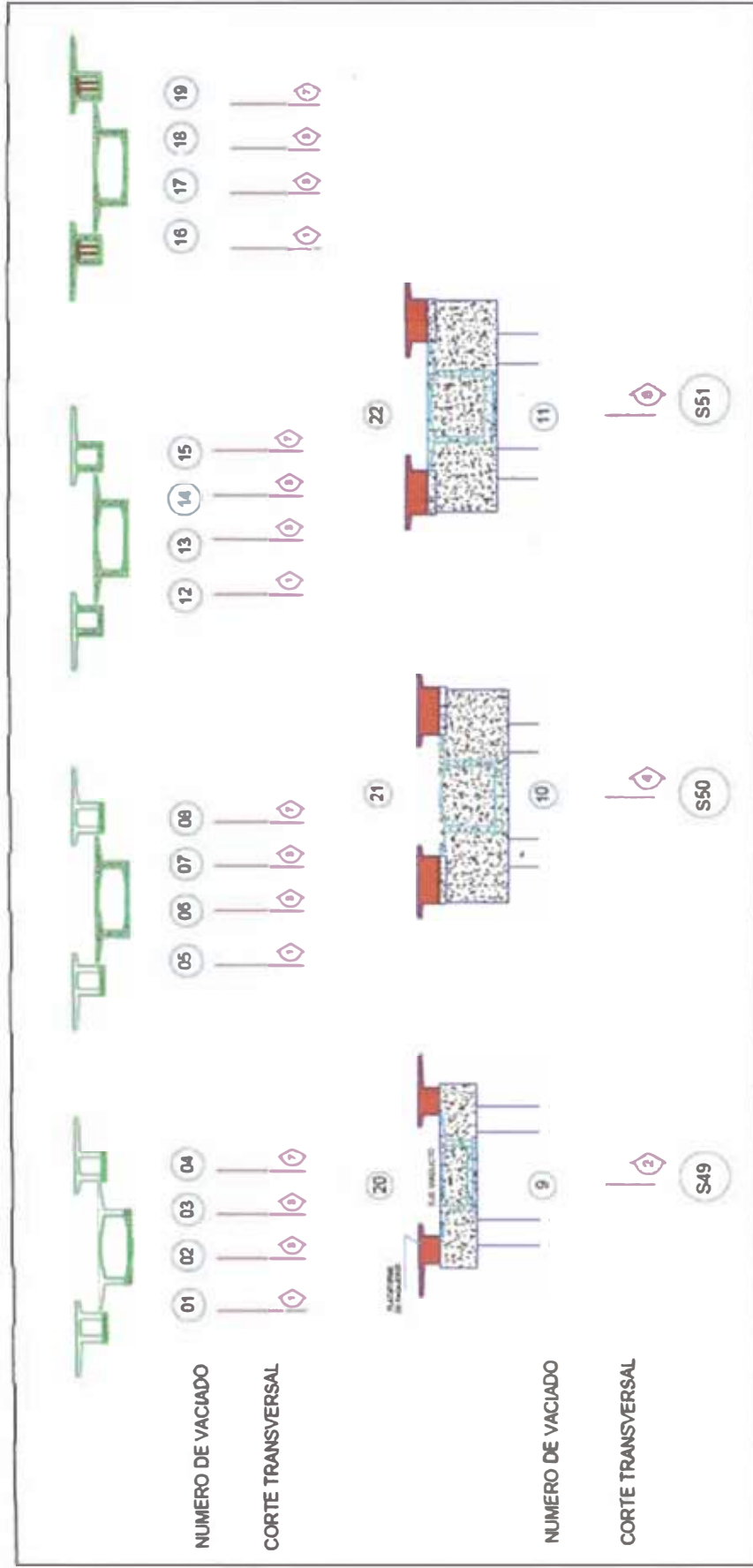


Figura N°5.51: Secuencia de vaciado vista transversal de viga cajón

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Secuencia de Vaciado

Primer Vaciado:

- Vaciado de losa inferior de viaducto entre los ejes S48 al S49
- Vaciado de losa inferior de plataforma de pasajeros S49P al S49

Segundo Vaciado:

- Vaciado de losa inferior de viaducto entre los ejes S49 al S50
- Vaciado de losa inferior de plataforma de pasajeros S49 al S50

Tercer Vaciado:

- Vaciado de losa inferior de viaducto entre los ejes S51 al S52
- Vaciado de losa inferior de plataforma de pasajeros S51P al S52

Cuarto Vaciado:

- Vaciado de losa inferior de viaducto entre los ejes S50 al S51
- Vaciado de losa inferior de plataforma de pasajeros S50 al S51

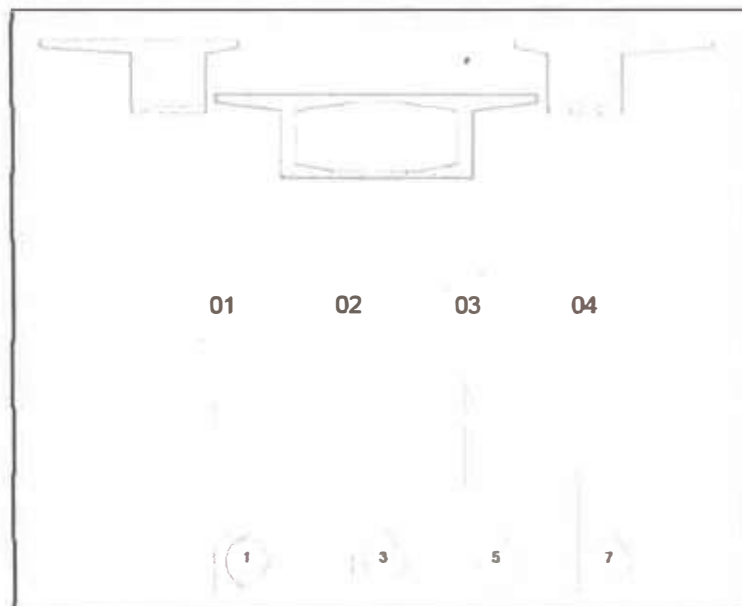


Figura N° 5.52: Secuencia de vaciado 1, 2, 3, 4

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Quinto Vaciado:

- Vaciado de muro y losa superior del tramo S48 al S49
- Diafragma del S48

Sexto Vaciado:

- Vaciado de muro y losa superior del tramo S49 al S50

Séptimo Vaciado:

- Vaciado de muro y losa superior del tramo S50 al S51

Octavo Vaciado:

- Vaciado de muro y losa superior del tramo S51 al S52
- Diafragma del S52

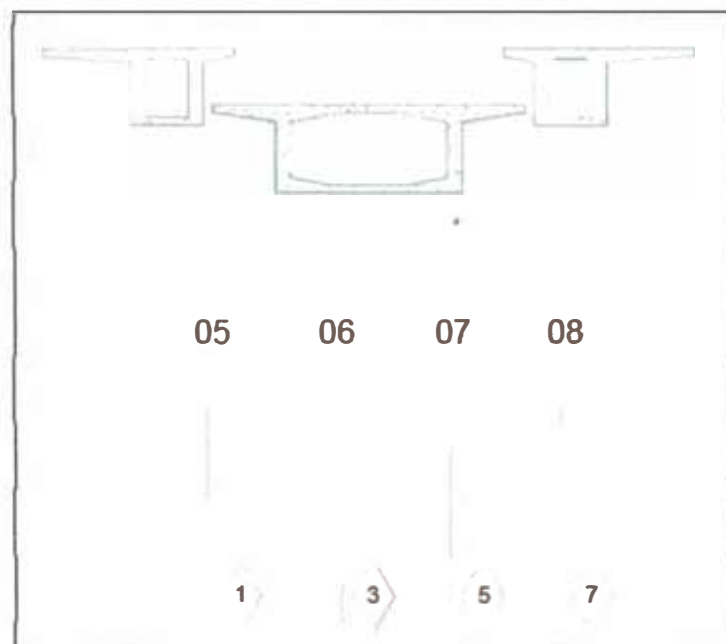


Figura N° 5.53: Secuencia de vaciado 5, 6, 7, 8

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Noveno Vaciado:

- Vaciado de viga cabezal S49

Décimo Vaciado:

- Vaciado de viga cabezal S50

Décimo primer Vaciado:

- Vaciado de viga cabezal S51

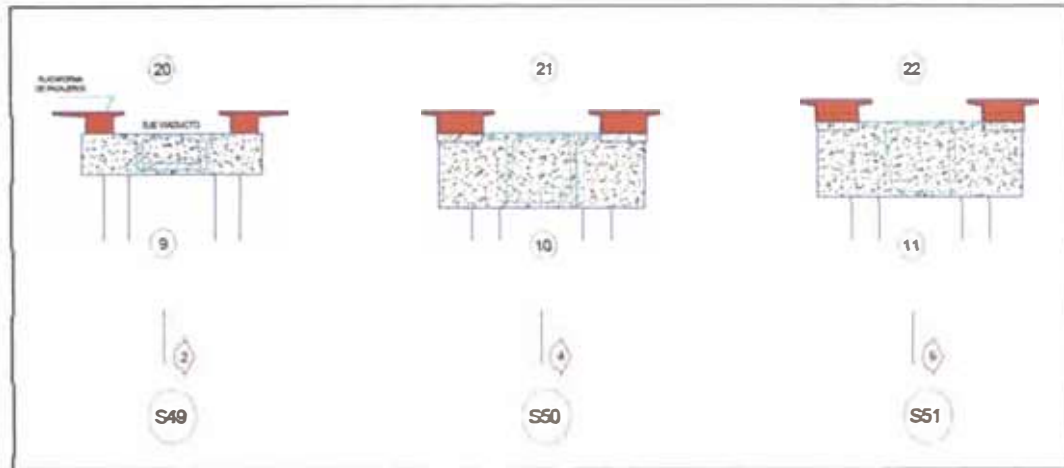


Figura N° 5.54: Secuencia de vaciado 9, 10, 11

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Décimo segundo Vaciado:

- Vaciado de muro de plataformas de pasajeros S49P al S49
- Vaciado de diafragmas de plataformas de pasajeros S49P al S49

Décimo Tercer Vaciado:

- Vaciado de muro de plataformas de pasajeros S49 al S50
- Vaciado de diafragmas de plataformas de pasajeros S49 al S50

Décimo Cuarto Vaciado:

- Vaciado de muro de plataforma de pasajeros S50 al S51
- Vaciado de diafragmas de plataforma de pasajeros S50 al S51

Décimo Quinto Vaciado:

- Vaciado de muro de plataforma de pasajeros S51 al S51P
- Vaciado de diafragmas de plataforma de pasajeros S51 al S51P

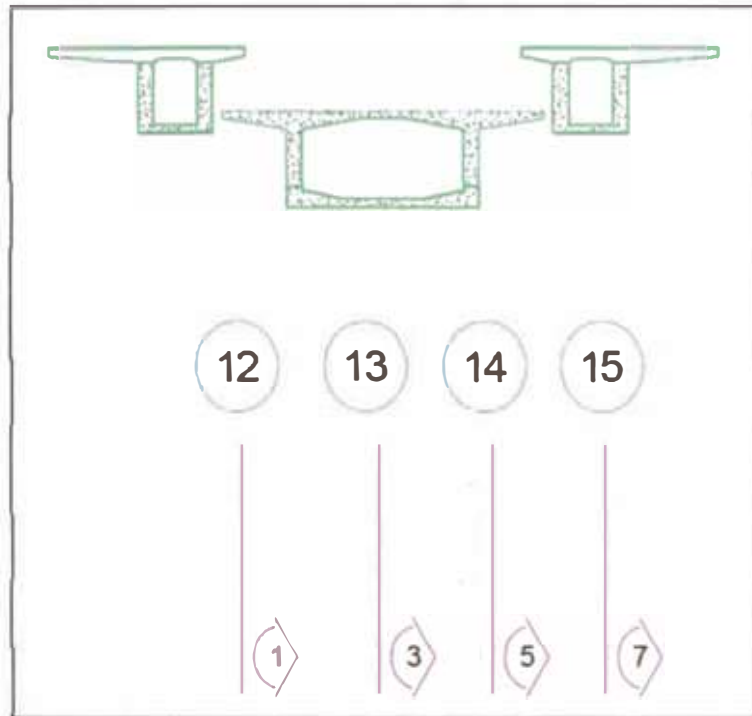


Figura N° 5.55: Secuencia de vaciado 12, 13, 14, 15

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Décimo Sexto Vaciado:

- Vaciado de losa superior de plataformas de pasajeros S49P al S49
- Vaciado de diafragmas de S49P

Décimo Séptimo Vaciado:

- Vaciado de losa superior de plataformas de pasajeros S49 al S50

Décimo Octavo Vaciado:

- Vaciado de losa superior de plataforma de pasajeros S50 al S51

Décimo Noveno Vaciado:

- Vaciado de losa superior de plataforma de pasajeros S51 al S51P
- Vaciado de diafragmas de S51P

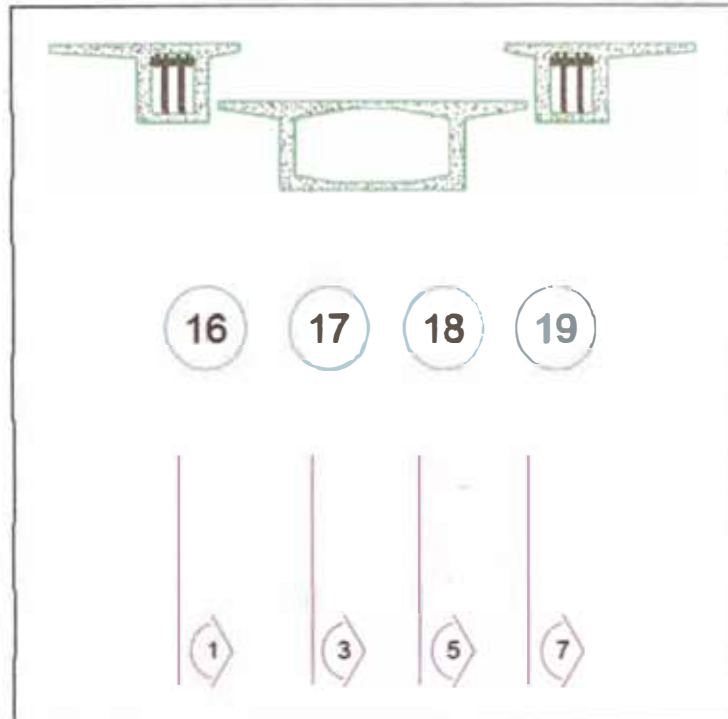


Figura N° 5.56: Secuencia de vaciado 16, 17, 18, 19

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Vigésimo Vaciado:

- Vaciado de diafragma de S49

Vigésimo Primer Vaciado:

- Vaciado de diafragma de S50

Vigésimo Segundo Vaciado:

- Vaciado de diafragma de S51

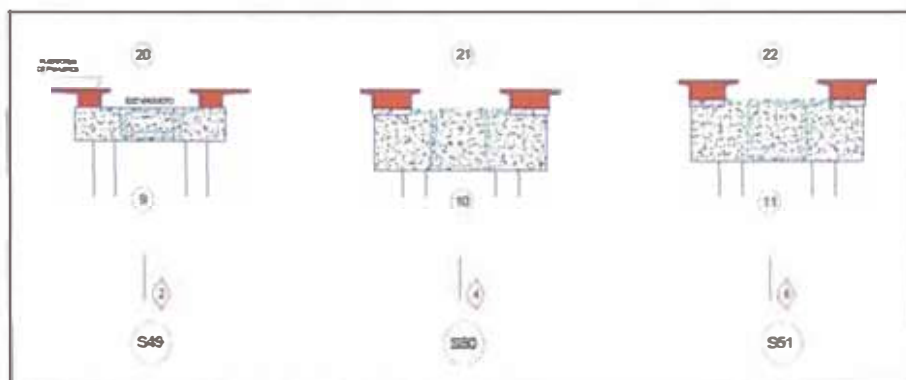


Figura N° 5.57: Secuencia de vaciado 20, 21, 22

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE



Figura N° 5.58: Secuencia de vaciado de Viga Cajón

5.1.13.13 Postensado de Viga cajón

Los equipos usados en este proceso se describen en el Sub capítulo 5.2 “Equipos y Materiales usados”. A continuación se menciona brevemente las principales actividades para el postensado:

- Se ubican los torones dentro del anclaje (ver figN°5.59)
- Se instalan cuñas entre los torones y el bloque de anclaje.

Para el postensado se utilizará un gato hidráulico K-500 o similar. Con una diferencial se ubica el gato en la posición necesaria para introducir los torones a través de él; en este momento el sistema está listo para comenzar el tensado.



Figura N° 5.59: Postensado de la viga cajón

Las medidas a verificar durante el tensado son la elongación y la tensión aplicada. Se aplicará una primera carga de 1000 PSI para el reacomodo de los cables, en este caso se hará una marca referencial al cable a 200 mm con respecto a la parte fija del gato hidráulico, esta marca representa la elongación teórica referencial del cables a 1000 PSI (marca inicial).

Se prosigue con el tensado llevando la presión cada mil, tomando su lectura de elongación correspondiente, hasta llegar a la presión necesaria.

La fuerza de tensado en la viga cajón del tramo MS12 debe ser:

- Fuerza de tensado = 252 Ton/tendón
- Tendón de 12 torones

Una vez postensado se cortarán los cables hasta dejar solo 5 cm de longitud por fuera del bloque de anclaje; luego será protegido con una cajuela de concreto.

Inyección de ductos de postensado

Concluido el proceso de postensado se procederá a la inyección de la lechada dentro de los ductos de manera que los cables de postensado queden totalmente embebidos en la mezcla. La lechada será preparada en campo, los

materiales serán incorporados al recipiente mezclador de la bomba de inyección. En los bloques de anclaje de ambos extremos, se instalará una manguera de polipropileno de 1/2" o 3/4" y uno o varios respiradores de tubo pvc de 3/4" en las zonas más elevadas del ducto que serán taponados a medida que avanza el llenado de lechada se observa salir por cada uno de ellos.

Cuando la lechada ha desfogado por cada uno de los respiraderos y por la manguera del anclaje del lado opuesto a la inyección, esto indica que el ducto está completamente lleno. Se recomienda inyectar una lechada de proporciones 0.45 es decir por cada 19 litro de agua se adiciona 42.5 kg de cemento, se sugiere utilizar un expansor de mortero, al 1% del peso del cemento o según recomendaciones del fabricante. Este aditivo cumple la función de expandir la lechada de tal manera que llene todos los espacios vacíos entre los torones. La inyección se hace por medio de una bomba apta para este tipo de trabajo, que puede ser manual, eléctrica o de motor a gasolina o diésel (ver tabla 5.1).

Tabla N° 5.2: dosificación para lechada de inyección

MATERIALES	CANTIDAD (KG)
Cemento Portland Tipo V	42,5
Intraplast (Sika)*	0,85
Agua	15,3
Viscocrete 20 HE*	0,21

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Una vez preparada la lechada se tomarán las muestras para los controles de calidad. Luego se procederá a inyectar la mezcla por la manguera o chimenea de inyección. Cada ducto será inyectado hasta completar su llenado. La presión con la que es aplicada la lechada es de 5 lb/plg². Cabe indicar que esta presión es solo de empuje del mortero para rellenar todo el interior del ducto, se determina que el interior está completo en cuando el mortero evacua por unos ductos de purga (chimeneas) colocados sobre los lomos de los ductos corrugados (ejes S49, S50 y S51 en viaducto y S49, S51 en los andenes), los mismos que tienen salidas sobre la losa superior vaciada.

Tensado de cables

El tensado deberá realizarse mediante gastos bajo control directo de una persona experimentada en este tipo de trabajo. La operación de tensado será inspeccionada de manera continua y se llevará un registro de las elongaciones de cada tendón. La operación de tensado deberá ser realizada cuando el concreto tanto del viaducto como de los andenes alcance como mínimo una resistencia de 280 kg/cm² o la que indique específicamente los planos. El tensado de los cables se hará usando equipos simultáneos siguiendo el orden indicado en los planos de detalles:

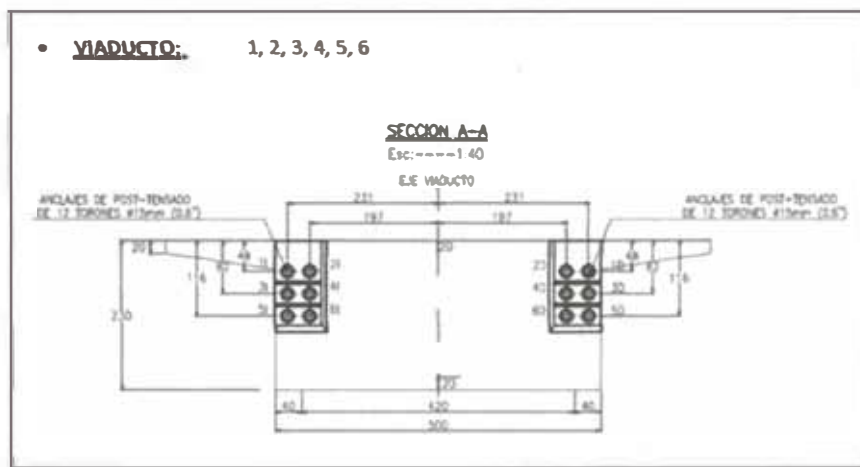


Figura N° 5.60: Secuencia de tensado 1

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

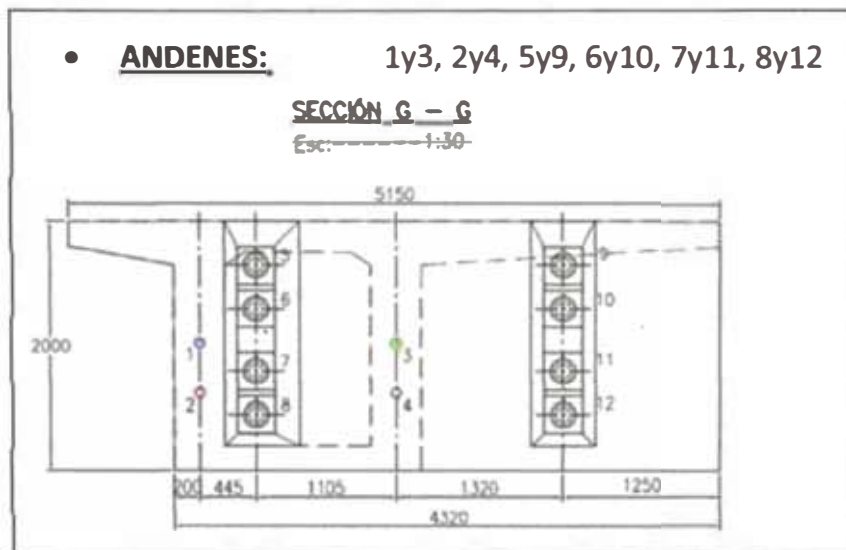


Figura N° 5.61: Secuencia de tensado 2

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

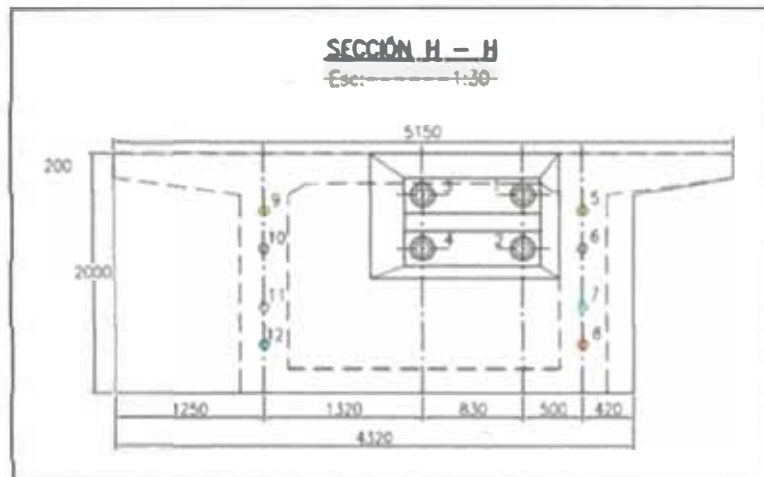


Figura N° 5.62: Secuencia de tendado 3

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Durante la operación de tendado se llevará un registro de todas las operaciones vinculadas, incluyendo las presiones y los alargamientos en los tendones, para ser presentado a la supervisión.

El tendado de cada cable se hará en una etapa controlando, la presión manométrica y el alargamiento producido. En la primera etapa el estiramiento producido está afectado por el acomodo del cable, debiéndose asumir que el estiramiento real se producirá a partir de la segunda etapa para lo cual se hará la corrección necesaria.

Al terminar la operación satisfactoria de tendado y previa autorización del Supervisor, se cortarán los extremos sobrantes de los torones a una distancia no menor de 2 cm de las cuñas, para proceder a la operación de inyección de lechada de cemento. Para ver más detalle del tendado y planos se puede consultar el Anexo C y D, respectivamente.

5.1.13.14 Desencofrado de Vigas Cajón

El proceso de desmontaje de los soportes se inicia en el vano S48-S49, continúa con el vano S49-S50-S51 y finalmente el tramo S51-S52.

Se inicia con el retiro de los paneles de encofrado de fondo de losa, las Riostras MK y las vigas Ulmaflex (sobre las cuales se apoyan estos paneles) y luego los

soportes verticales Brio. Se continúa con el desmontaje de la primera tanda de vigas Ulmaflex y Riostras MK-120.

Finalmente, se procede con el desmontaje de las cerchas MK seguido de las cimbras Aluprop y Cimbras MK, previamente estas estructuras se recuestan sobre el terreno empleando camión grúa para luego ser desarmadas

Inspección Post-vaciado:

Se llevará a cabo la inspección post vaciado con la finalidad de verificar las dimensiones y el tratamiento superficial de las vigas.

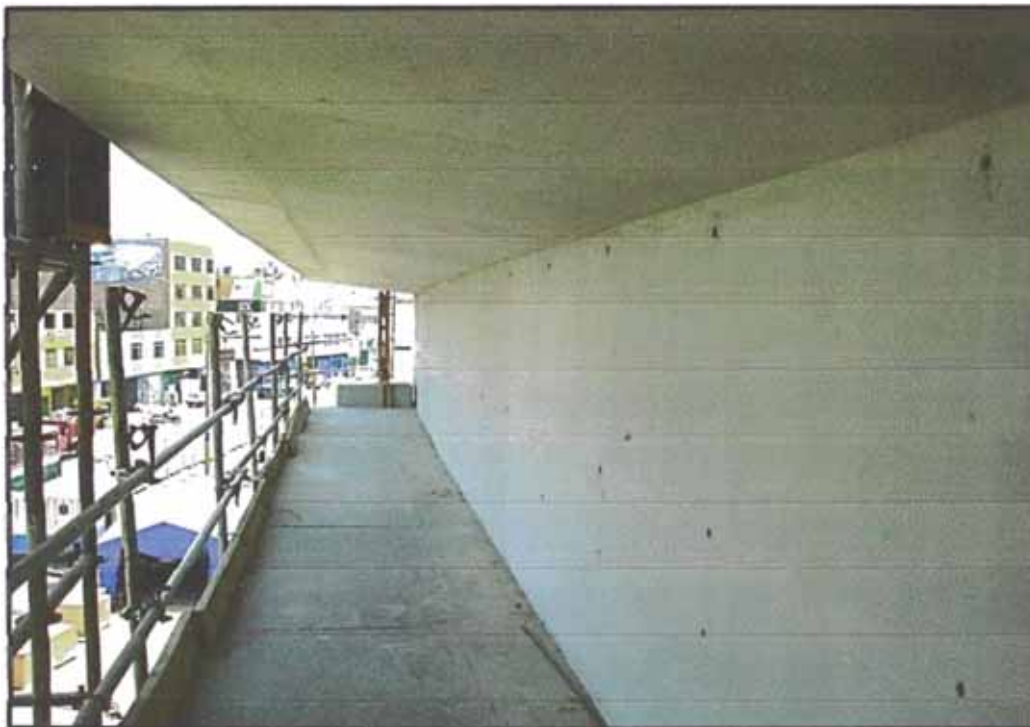


Figura N° 5.63: Desencofrado de caras laterales

Reparación de burbujas superficiales

Aquellas zonas con presencia de burbujas superficiales son revestidas con una mezcla de cemento-cal-arena fina y agua en la proporción adecuada para alcanzar la tonalidad de la estructura.



Figura N° 5.64: Reparación de burbujas superficiales

Reparación de cantos quebrados

Aquellas zonas que presenten segregación, aristas quebradas y/o despostillamiento de concreto, serán resanadas con un mortero de reparación tipo EMACO S88, Sika REP o similar.

Retiro del Apuntalamiento:

Después de realizar el postensado al 100% se podrá retirar el apuntalamiento de la losa inferior de la estructura.



Figura N° 5.65: Retiro del apuntalamiento

5.2 EQUIPOS UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE

En la construcción del cruce especial San Carlos se utilizaron varios equipos y maquinarias pesadas que se describen a continuación:

5.2.1 Pilotaje

- Piloterías
- Martillos hidráulicos
- Grupo electrógeno
- Volquetes
- Excavadora
- Compresora
- Barreno
- Mangueras de alta presión
- Rotomartillo o equipos hidráulicos para barren
- Grúa de 40 tn.

Para el vaciado de los pilotes se utilizó las tuberías tremie por la cual se vertía el concreto el cual era trasladado en unidades mixer. Ver figura N°5.66.



Figura N°5.66: Tuberías tremie

Una vez vaciado todos los pilotes y excavada la zapata se procedió al descabezado de pilotes, para lo cual se utilizó el quebrantador hidráulico, este

equipo se distingue por su habilidad para quebrar roca y concreto sin producir onda de choque, vibraciones, polvo ni ruidos.

Son equipos ligeros, con gran precisión, produce la rotura en segundos, control de la dirección de la rotura, fácil transporte y aptos para ser utilizados en espacios cerrados o lugares de difícil acceso. Su fuerza de quebrantación, la que se controla fácilmente con una mano, es superior a las 413 toneladas. En la figura N°5.67 se puede apreciar el quebrantador hidráulico.

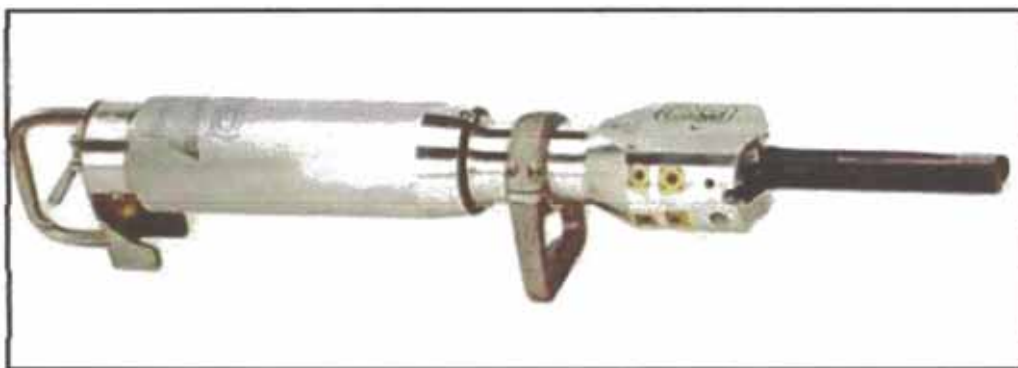


Figura N°5.67: Quebrantador hidráulico.

Para poder garantizar la calidad del servicio del pilote se realizaron 2 ensayos no destructivos:

- Prueba de integridad, para la cual se utilizó el PILE INTEGRITY TESTER de la empresa Pile Dynamics (24 bits, frecuencia de muestreo 25.000 Hz, cartera colectora) y un martillo de mano para poder medir la aceleración, velocidad o desplazamiento al impactar cabeza del pilote. Ver figuras N°5.68 y N°5.69.
- Prueba de carga dinámica, para la cual se utilizó el equipo estándar de comprobación PILE DRIVING ANALYZER de Pile Dynamics Inc., Cleveland, Ohio, EE.UU (ver figura N°5.70). Dicho equipo consta de un conjunto de sensores de tensión y aceleración que tienen que ser conectados al pilote y una unidad de procesamiento de la señal y almacenamiento. Los sensores y la unidad de control están conformes con la norma ASTM 4945. El dispositivo de carga se compone de la masa en un andamio o un tubo de guía.



Figura N°5.68: Martillo de mano



Figura N°5.69: Pile Integrity Tester

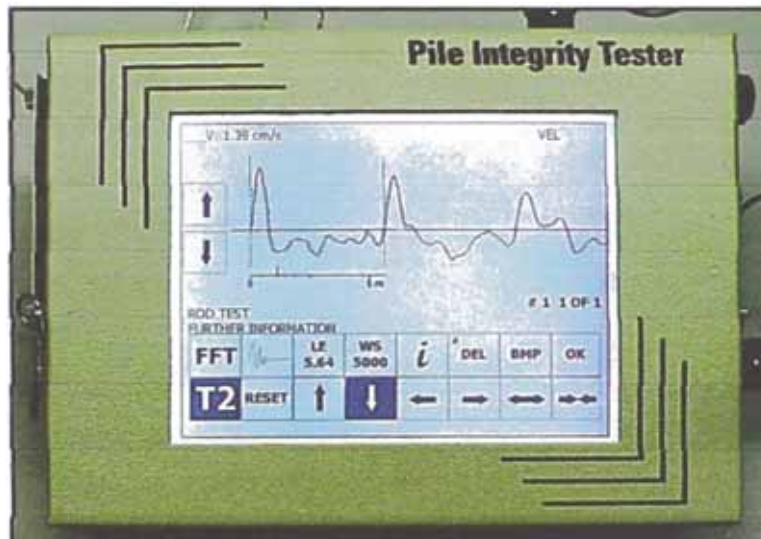


Figura N°5.70: Pile Driving Analyzer

5.2.2 Excavación y construcción de zapatas

Para la excavación de las zapatas, también se usó la excavadora hidráulica VOLVO EC 360B LC, cuyo volumen fue eliminado a través de camiones volquete 6x4 330HP con capacidad de 12m³.

Para la colocación de acero de la zapata dentro de la excavación se utilizó camiones grúa de 12 y 15 Toneladas. Una vez culminado el armado de toda la zapata y antes de vaciar concreto se realizó una limpieza a la estructura y para realizar dicho trabajo se utilizó una compresora neumática 250 - 330 pcm - 87

hp. Para la colocación de concreto dentro de la zapata se hizo uso de una bomba de concreto (Pluma) el cual permite que el concreto (el cual es abastecido mediante unidades mixer) sea colocado en obra mediante una tubería o manguera hasta el punto de vaciado. Para el correcto vibrado del concreto se hizo uso de *Vibrador de concreto (tipo aguja) 4HP 18PL 2.4PUL*, este modelo de vibrador de aguja va dotado de un motor monofásico universal que transmite la fuerza mediante un eje flexible al vibrador que se encuentra en el otro extremo de la manguera.

5.2.3 Construcción de columnas

Para el caso del izaje de las columnas del puente sobre el módulo MS12, se usó una serie de recursos los cuales se describe a continuación:

- Grúa Linkbelt 298 ton.
- Grúa Terex 90 ton.
- Manlift o telehandler 124 pies.
- Estrobos de 1 ½" x 12 m.
- Estrobos de ½" x 6 m.
- Estrobos de ¾" x 4 m.
- Grilletes de 1 ½", 1" y ¾".
- Tensores de acero.
- Balancines metálicos.
- Mixer de capacidad 8m3
- Bomba con pluma para vaciado de concreto
- Vibrador de concreto de 4HP 2.4 pulg.

5.2.4 Construcción de Viga Cajón

Vigas Ulma Flex

Son elementos que forman el soporte de la superficie que actúa como cara encofrante del fondo de losa; tienen forma de I, con un peralte de 200 mm y ancho de 80 mm.



Figura Nº 5.71: Vigas Ulma Flex

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Riostra MK-120

La riostra MK está formada por dos perfiles UPN-120 enfrentados entre sí. Su principal característica es la doble hilera de orificios que dispone.

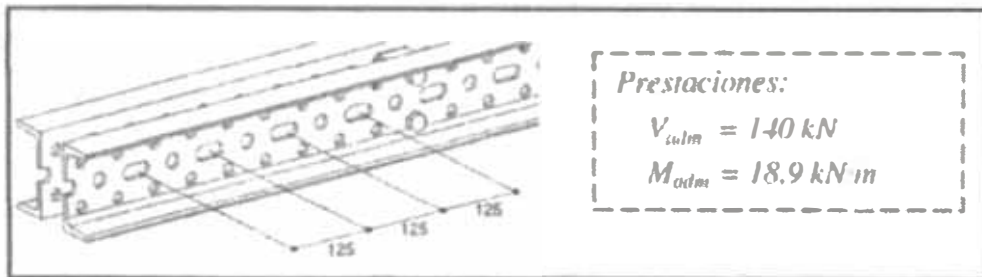


Figura Nº5.72: RiostraMK-120

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Cimbra BRIO

La cimbra BRIO se utiliza como sistema de soporte, está compuesta por elementos del andamio multidireccional BRIO y por vigas de primera y segunda tramada además del tablero.

ARRIOST. ELEVACION	ARRIOSTRAMIENTO EN PLANTA		
	2 SENTIDOS	3 SENTIDOS	4 SENTIDOS
1.50	4.0 Ton	4.5 Ton	5.0 Ton
2.00	2.1 Ton	2.3 Ton	2.5 Ton

Figura Nº5.73: Cimbra BRIO

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Cimbra ALUPROP

La Cimbra ALUPROP se compone de una gama de puntales de aluminio y marcos de arriostamiento, está diseñado para el soporte de los sistemas de encofrado horizontal.



Figura N°5.74: Cimbras ALUPROP

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Cimbra MK

Es una cimbra o torre de concepción modular, con gran capacidad de carga dependiendo de su altura y configuración. Una característica importante en esta torre es que la base debe ir anclada para llegar a su máxima capacidad.

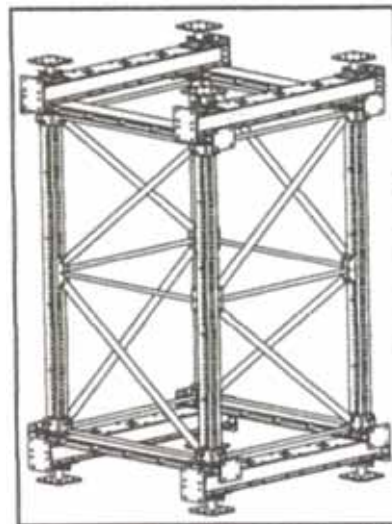


Figura N°5.75: Cimbra MK

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

Cercha MK

La cercha MK está diseñada para la realización de estructuras de gran capacidad portante, habitualmente destinadas a aplicaciones en el campo de la obra civil.

La estructura (cercha) está basada en formas triangulares que se arman mediante RIOSTRAS MK y NUDOS MK en el eje principal de carga y normalmente arriostradas entre sí, mediante uniones y tubos.

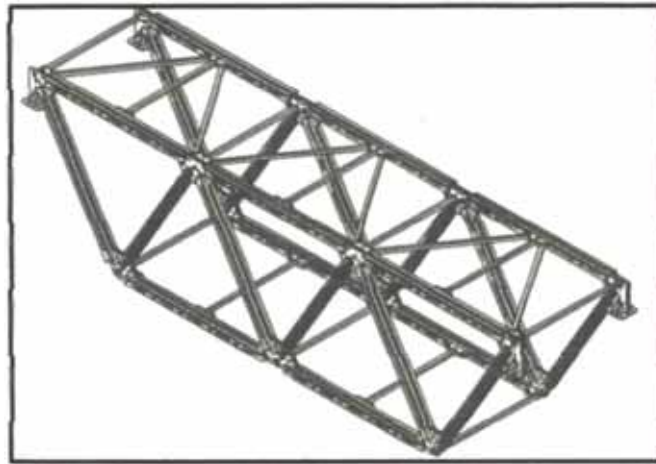


Figura N°5.76: Cercha MK

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

5.2.5 Postensado de Viga Cajón

Para las vigas cajón del cruce especial se usaron los siguientes elementos para el proceso de postensado:

Tendones:

Cable de acero de alta resistencia compuesto por cables de acero individuales o torones de 7 hilos (diámetro de 5/8" grado 270K norma ASTM A 416-90).

Ducto de Postensado:

Consiste de una vaina galvanizada de diámetro interior 100mm que servirá para el paso de los cables de postensado. Estos ductos atraviesan longitudinalmente las paredes verticales de la viga cajón desde el eje S48 hasta el eje S52 en el viaducto y del S49P hasta el S50 y del S50 hasta el S51P en las plataformas de pasajeros.



Figura N°5.77: Ducto de postensado

Chimenea de Inyección:

Está conformada por una boquilla de inyección (pieza de PVC con reducción para 5/8") en un extremo que quedará embebido en el concreto del diafragma. El extremo opuesto de la manguera alcanza una zona accesible para la posterior inyección de la lechada.



Figura N°5.78: Chimenea de inyección

Otros Equipos importante:

- Gato hidráulico K-500 o similar
- Manómetros
- Bomba eléctrica
- Tecle 2 Toneladas
- Mangueras hidráulicas de alta presión
- Bomba de inyección de lechada.

5.3 MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DEL CRUCE ESPECIAL SAN CARLOS

5.3.1 Acero de refuerzo $F'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

En la gran mayoría de estructuras se ha considerado utilizar acero pre dimensionado, esto con el fin de agilizar los trabajos. Es importante aclarar que las únicas varillas de 12 metros son del diámetro $1 \frac{3}{8}$ ", el resto de varillas son de 9 metros. Para el habilitado de acero, las barras de refuerzo deberán ser dobladas en frío, de acuerdo con los planos de detalle. El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos de diámetros desde $1/4$ " hasta $5/8$ ", no debe ser menor que lo indicado en la Tabla N°5.2. El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que 4db para barras de $5/8$ " y menores. Para barras mayores que $5/8$ ", el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado en la Tabla N°5.2.

Tabla N°5.3: Diámetro mínimo de doblado

DIAMETRO DE BARRAS	DIAMETRO MINIMO DE DOBLADO
$1/4$ " a 1 "	6 db
$1 \frac{1}{8}$ " a $1 \frac{3}{8}$ "	8 db
$1 \frac{11}{16}$ " a $2 \frac{1}{4}$ "	10 db

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (2010)

5.3.2 Concreto

Para todas las estructuras se ha considerado utilizar concreto premezclado de acuerdo a los tipos y exigencias señaladas en la presente especificaciones técnicas, esto con el fin de agilizar y garantizar los trabajos de concreto. También se ha considerado el servicio de bombeo para concreto premezclado en las estructuras donde es complicado el acceso y evitar la segregación de la piedra.

Se ha utilizado concreto premezclado para las siguientes estructuras:

Concreto $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ en solado para zapata

Concreto $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ en Pilotes

Concreto $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ en Zapatas

Concreto $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ en Columnas

Concreto $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ en Vigas Cabezales y diafragmas

Concreto $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ en Viga Cajón

5.3.3 Aditivos para concreto

Se usó aditivos que cumplen con la norma ASTM C-494, para modificar las propiedades del concreto, con el fin de que sea más adecuado para las condiciones particulares de la estructura por construir. Su empleo deberá definirse por medio de ensayos efectuados con antelación a la obra, con dosificaciones que garanticen el efecto deseado, sin perturbar las propiedades restantes de la mezcla, ni representar riesgos para la armadura que tenga la estructura. Los principales aditivos que se utilizaron se muestran a continuación:

- Sika Antisol. Compuesto líquido para el curado de concreto.
- Sikadur 32 Gel. (Puente de adherencia). Es un adhesivo de dos componentes a base de resinas epóxicas seleccionadas, libre de solventes.
- Sikadur 52. Sistema de dos componentes a base de resina epóxica, exento de solventes y de excelente fluidez. Se utiliza para inyecciones de concreto.
- Viscocrete 20 HE (Aditivo superplastificante de alto rendimiento). Es un aditivo superplastificante de tercera generación para hormigón y mortero.

5.3.4 Grout nivelante

El grout o capa nivelante consiste en una mezcla cementicia de alta resistencia, con áridos especiales de granulometría controlada, aditivos de avanzada tecnología, exentos de cloruros y componentes metálicos que sirve como elemento de conexión entre un elemento de concreto con otro cuerpo que *requiere una superficie nivelada. Se coloca directamente sobre la superficie del concreto, en una capa o varias capas según las indicaciones en los planos y previo a la colocación del accesorio del neopreno.*

5.3.5 Accesorios de Neopreno

El puente se ejecutará con vigas tipo cajón, apoyadas en aparatos de apoyo de neopreno. Estos neoprenos están formados por planchas de acero de 3 mm de espesor los cuales son fabricados de las dimensiones indicadas en los planos. Tiene mucha efectividad como medio para la transferencia de la carga, cuando *soporta cargas de compresión en neopreno absorbe las irregularidades de la superficie y de esa manera las imperfecciones salientes como las hundidas que*

tiene la superficie de concreto todas soportan la carga. Una ventaja importante que es altamente resistente al deterioro y necesita menos conservación.

5.3.6 Anclajes de Barras $\Phi 36\text{mm}$ PT

Los anclajes del sistema de barras es compuesto por:

- Placas de apoyo, con dimensiones de 150x220x50mm, tipo WR2012-36. En estas placas será soldado un tubo de acero para conexión de los ductos PT.
- Tuercas, tipo WR2001-36.

5.3.7 Cables de postensado

Para realizar dicho tensado se uso cables de postensado los cuales están constituidos por uno o más torones dispuestos dentro de un ducto. Los torones al ser tensados crean una fuerza interna en la estructura, donde la fuerza es transferida a la estructura por medio de anclajes mecánicos, colocados en cada extremo del tendón. En el módulo MS12 (Estación San Carlos) se utilizaron sistemas de cable 12/0,6" (12 torones con sección 0,6") para el viaducto elevado y para el andén de pasajeros 4/0,6" entre los ejes S48P al S50 y 8/0,6" entre los ejes S50 al S51P.

5.3.8 Anclajes para cables

Se utilizó anclajes para cable postensado, cada anclaje está compuesto de una culata de acero forjado, un cono plástico que conecta la culata al ducto (inserta en el hormigón) y una placa de anclaje cilíndrica con orificios cónicos diseñados para anclar correctamente cada torón a través de cuñas de acero dentadas (ver figura N°5.79). Se utilizó el anclaje VSL GC 6--12 (para cables 12/0,6")



Figura N°5.79: Cuñas de anclaje

5.4 TECNICA CONSTRUCTIVA APLICADA DEL SONNEVILLE

El objetivo del presente documento es describir el proceso constructivo para la estructura ferroviaria en el Tramo S, en el Cruce Especial San Carlos de radio relativamente pequeño de 100 y 76.5 m, ubicada entre progresivas 29+853.591 y 30+017.591 en una extensión de 321,464m. En las curvas ferroviarias con pequeño radio existe una tendencia de desplazamiento de la línea para el sentido externo, sea por efecto de dilatación de los rieles o por la fuerza centrífuga durante el movimiento de los vehículos. Para estas situaciones, el proyecto prevé un sistema constructivo que combata esta tendencia; fijando la vía a través de la utilización del sistema Sonneville de vía sin balasto, que abajo pasamos a describir. Este sistema ya fue utilizado en Suiza, España, Francia, Dinamarca, Holanda y Brasil, entre otros países.

En el caso de la Estación San Carlos, el uso del sistema Sonneville se propone como solución para disminuir el peso de la estructura y el peralte total sobre la vía; lo cual es necesario para poder dar una solución optimizada a la estructura de dicha estación. Para la explicación de la técnica constructiva aplicada del Sonneville primeramente definiremos algunos conceptos que nos ayudaran a entender la técnica empleada.

➤ **Superestructura ferroviaria de vía permanente:**

Se define como Superestructura Ferroviaria de Vía Permanente al conjunto de elementos que permiten el adecuado tránsito de los trenes por la vía, dentro de los marcos de seguridad y confort. La Superestructura está constituida por la vía de rieles, el Sistema Sonneville/LVT y todos los elementos menores de fijación que se instalan sobre la infraestructura previamente preparada.

➤ **Rieles:**

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

Resistir directamente las tensiones que recibe del material rodante y trasmitirlas, a su vez, a los otros elementos que componen la estructura de la vía.

Realizar el guiado de las ruedas en su movimiento.

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

➤ **Sistema Sonneville / LVT:**

Sistema constructivo de vía sin balasto que combate la tendencia de desplazamiento de la línea para el sentido externo, en curvas de pequeño radio, sea por efecto de dilatación de los rieles o por la fuerza centrífuga durante el movimiento de los vehículos. Este sistema de vía utiliza bloques de concreto embutidos en concreto en sustitución al sistema convencional con balasto y durmientes.

Es formado básicamente por los siguientes componentes:

Soportes de concreto armado para cada riel (bloques de concreto), *dimensionados para soportar las cargas estáticas y dinámicas transmitidas por las ruedas de los vehículos ferroviarios.*

Almohada elástica a ser aplicada entre el riel y el bloque de concreto.

Galocha de caucho que reviste la mitad inferior de los bloques, impidiendo el contacto directo con el concreto de embutimiento.

Almohada elástica micro celular colocada dentro de la galocha.

Fijaciones con poder de retención vertical y longitudinal.

Concreto de Embutimiento: Después de la correcta colocación de los rieles y bloques, se hará un vaciado envolviendo el sistema de fijación en posición *definitiva.*

➤ **Fijaciones:**

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

Sus principales funciones son:

Fijar los rieles a los bloques de concreto/durmientes.

Asegurar la invariabilidad del ancho de la vía,

Facilitar la transferencia a la infraestructura de las acciones estáticas y dinámicas ejercidas por el material rodante sobre la estructura de la vía.

➤ **Soldadura de rieles (aluminotérmica):**

La soldadura aluminotérmica se basa en la propiedad que tiene el aluminio de combinarse rápidamente con el oxígeno de los óxidos metálicos, formando óxido de aluminio (corindón), y liberando el metal. En el caso del óxido férrico, la reacción exotérmica alcanza los 3,000°C, pero requiere de 800 a 1,000°C para iniciarse, prosiguiendo rápidamente hasta la total combustión del aluminio con el oxígeno, que se alcanza al cabo de 15 a 25 segundos.

5.4.1 Equipos a utilizarse

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

Colocación de bloques de concreto sobre tablero:

- Grúa 35 T.

Colocación de rieles sobre tablero:

- Grúa 15 T.
- Cambiador de rieles Geismar 1 T.

Fijación de rieles a bloques de concreto:

- Grúa 15 T.

Alivio de tensiones:

- Trolley de vía Geismar 5 T.
- Tensor de rieles Geismar
- Rodillos Geismar
- Martillos de bronce o cobre.
- Cortadora de riel.

Soldadura Aluminotérmica:

- Rebarbadora hidráulica Geismar
- Trolley de vía Geismar 5 T
- Esmeriladora de rieles Geismar
- Cortadora de rieles Geismar

Concreto de embutimiento

- Camión Mezclador de concreto

- Bomba de concreto
- Vibradores de concreto
- Regla vibratoria
- Paletas
- Lampas

Equipos de Control Topográfico:

- Estación Total
- Nivel
- Prismas
- Miras
- Regla combinada de trocha y peralte Tipo RCFF

Los equipos de control topográficos deberán contar con certificados vigentes de calibración.

5.4.2 Descripción de las Actividades

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

5.4.2.1 Marcación topográfica

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

5.4.2.2 Izamiento y distribución de los rieles en las vías

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

5.4.2.3 Izamiento y distribución de los bloques de concreto sonneville/lvt en las vías

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

5.4.2.4 Fijación de los soportes provisionales de los rieles

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

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



Figura N°5.80 Fijación de soportes
Fuente propia

5.4.2.5 Montaje y fijación de los rieles sobre los soportes

La ubicación de los rieles sobre los soportes será hecha con la utilización de dos pórticos. Cada riel será posicionado sobre los soportes manteniendo un espacio de 25mm entre las extremidades, o que será hecho con una plancha de madera. En seguida fijase el riel por su base a lo soporte metálico con pernos, que integran los soportes. Los detalles del soporte provisional son específicos del proveedor y serán presentados a la supervisión antes del inicio de los servicios para aprobación y liberación de su utilización.



Figura. N°5.81 Soporte provisional de rieles
Fuente propia

5.4.2.6 Soldadura aluminotérmica

Los rieles serán soldados por proceso aluminotérmico cuando ya estén sobre los soportes. El espaciamiento mínimo entre soldaduras de los 2 rieles de una vía deberá ser de 6 m

5.4.2.7 Alzamiento de los bloques y fijación en los rieles

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



Soldadura Aluminotérmica



Fijación de los bloques a los rieles

Figura N°5.82 Soldadura de rieles y fijación de bloques

Fuente propia

5.4.2.8 Vaciado de concreto para embutimiento de los bloques sonneville/lvt

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

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

Una cuadrilla hará el acabado final del concreto. Un dispositivo de nivelación de concreto será utilizado desplazándose bajo los rieles.

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

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



Preparación para vaciado



Vaciado del concreto




Acabado de la vía férrea

Figura N° 5.83 Encofrado y vaciado de concreto

Fuente propia

Tabla 5.4 Diseño de concreto $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$

 PROPUESTA DE DISEÑO				
Proyecto: Tren Eléctrico Cliente: Consorcio Tren Eléctrico Características del Diseño: Alto Desempeño, $f'c 250 \text{ kg/cm}^2$, slump 8", Huso 67				
Insumos				
Materiales	Origen del Material	Peso Especifico (Kg/m ³)	Peso en kg/m ³ (Peso de agregado en condiciones seca ACI 211.1R)	Volumen Absoluto (m ³)
Cemento Tipo I	Cementos Lima	3120	340.00	0.10897
Microfiller	Cementos Lima	2730	100.00	0.03636
Agua	Red Publica	1000	186.00	0.18600
Agregado Fino	Cantera Jicamarca	2680	972.96	0.36304
Piedra huso #67	Cantera Jicamarca	2720	775.88	0.28525
Aditivo Polyheed 770R	BAFS	1120	2.094	0.00187
Aditivo Rheobuild 1000	BAFS	1210	3.908	0.00323
Aire (%)			1.50%	1.00000
Especificaciones Técnicas				
$f'c$			250.00	kg/cm ²
Dosaje de Aditivo Polyheed 770R			5.50	cc por 100kg de Cemento
Dosaje de Aditivo Rheobuild 1000			9.50	cc por 100kg de Cemento
% de Absorción de agregado Fino			1.30	%
% de Absorción de la piedra Huso #67			0.70	%

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

5.4.2.9 Alivio de tensiones de los rieles largos soldados

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

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

Luego se ejecutará la soldadura de cerramiento por proceso aluminotérmico, haciendo la vía continua. El alivio de tensiones en la soldadura final pos alivio

solamente será ejecutada con la vía montada y con el embutimiento de concreto ejecutado y curado.

5.4.2.10 Verificación final

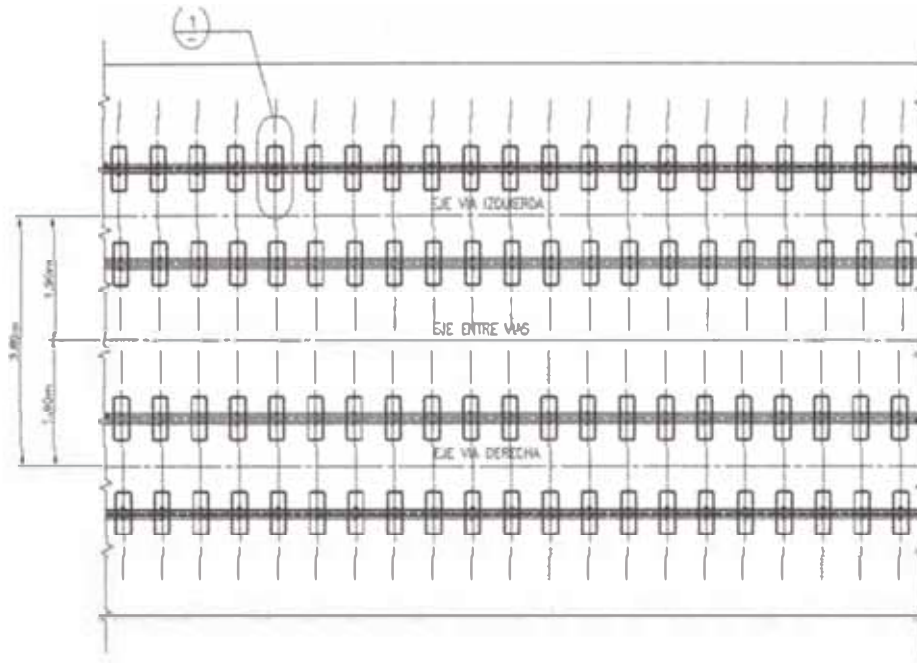
Concluidos los trabajos se efectuará una verificación topográfica final que certifique el cumplimiento del trazo, y, deben marcarse las progresivas del eje del viaducto en la vía, lo que servirá como ubicación durante la operación del sistema.

5.4.3 Comparación sistema LVT - Balasto

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

5.4.3.1 Elementos de Proyecto

- Ancho de vía = 1,435m;
- Rieles 115 RE (57 kg/m) inclinación 1:20 en recta; Peralte de la curva 17: S=100mm;
- Peralte en curvas de transición: S=variable de 0 a 100mm;
- Espaciamiento máximo de bloques de apoyo: 650mm;
- Concreto de embutimiento alrededor de los bloques: $f'c = 25$ MPa;
- Espesor de concreto de embutimiento de los Bloques de Apoyo del Riel: variable.



PLANTA TIPICA DE LOS BLOQUES
esc. 1:50

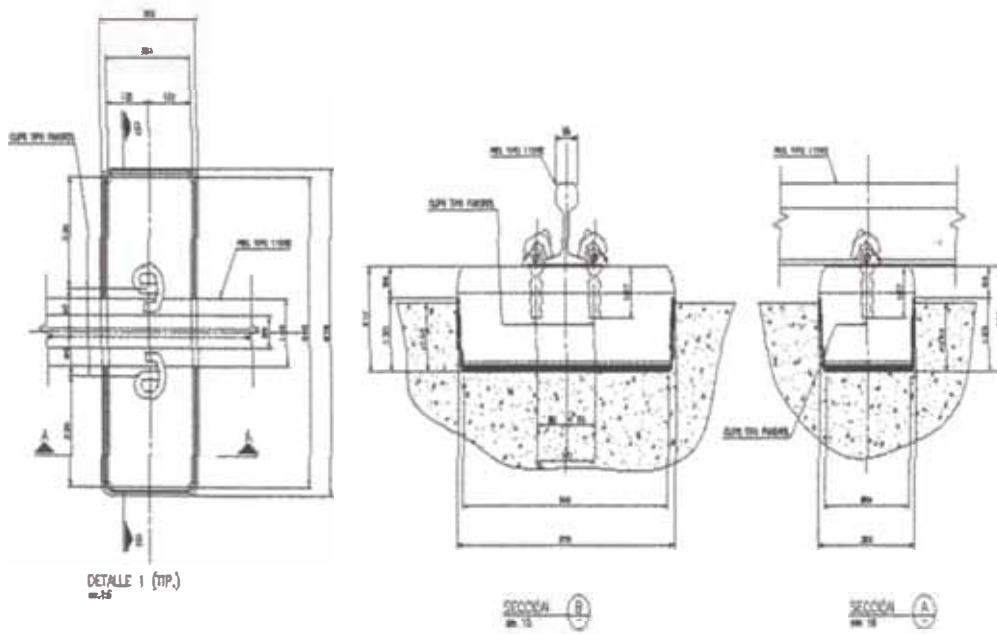


Figura N°. 5.84 Vista de planta y corte de vía y bloque
Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

5.4.3.2 Secciones típicas

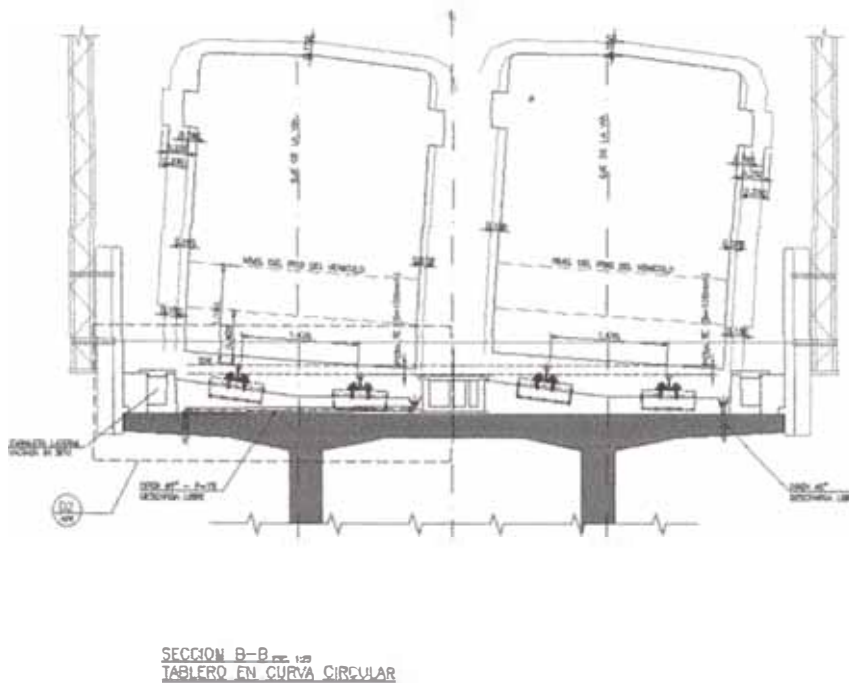
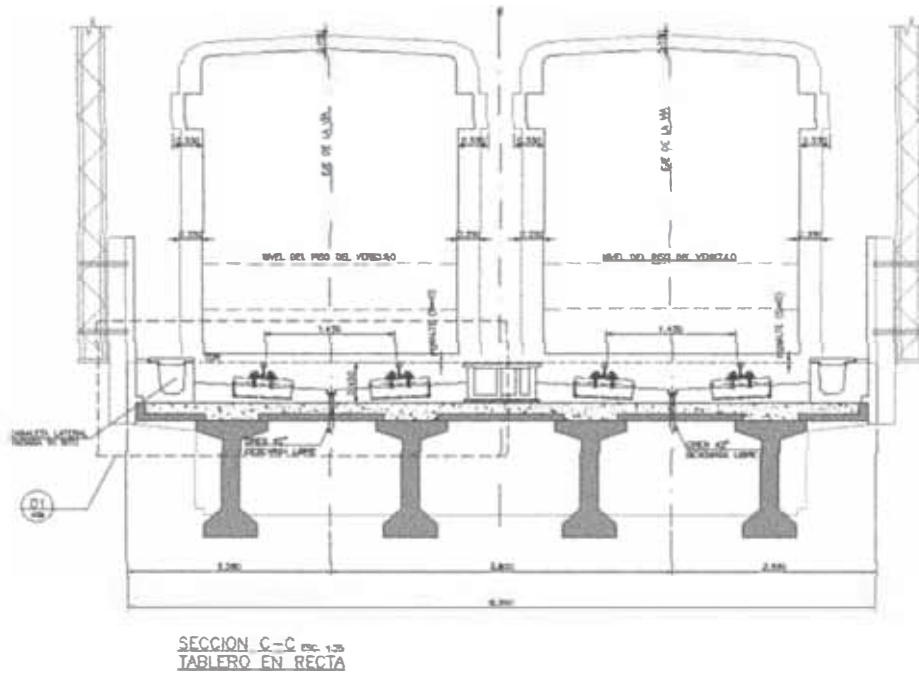


Figura N°. 5.85 Secciones típicas del tren
Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

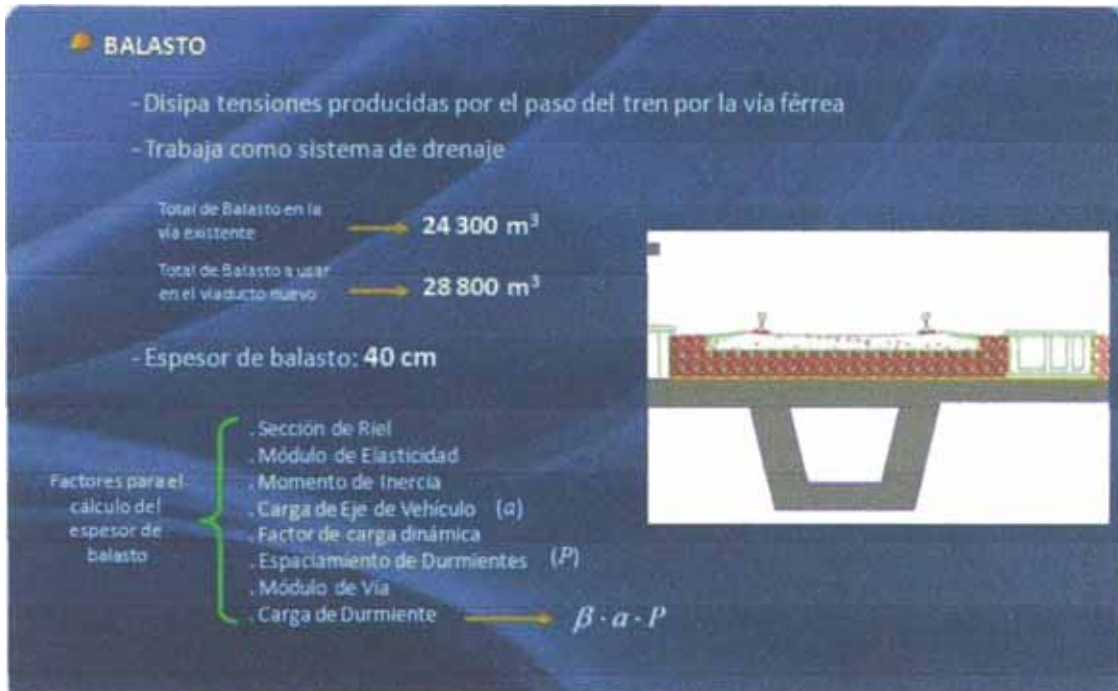


Figura N° 5.86 Datos de Balasto
Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

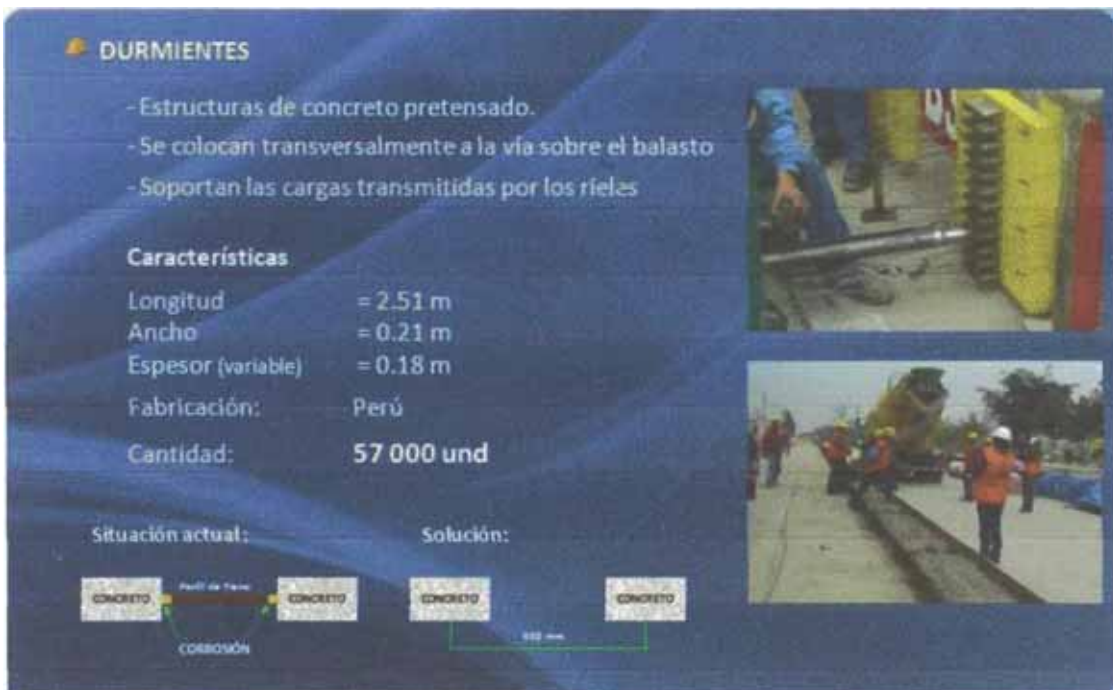


Figura N°5.87 Descripción de Durmientes
Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

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

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

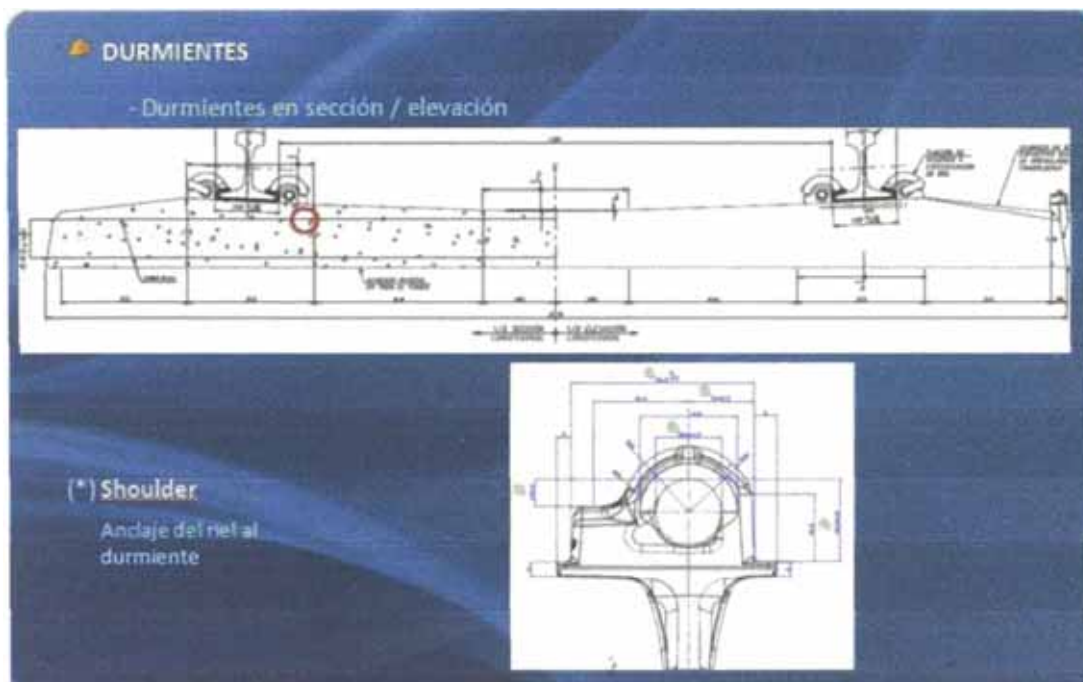


Figura N°5.88 Sección de Durmientes

Fuente: Expediente Técnico del Metro de Lima, Línea 1 Tramo II, AATE

5.4.3.3 Planteamiento del problema:

Dentro del trazo de una vía férrea de un viaducto elevado, hay tramos en los que es necesario poner una losa de concreto en vez de la capa común de balastro, es por ello que es necesario utilizar este sistema LVT-SONNEVILLE para poder seguir con el trazo previsto.

Siempre fue un problema colocar rieles directamente sobre una losa de concreto, por lo cual se desarrolló el sistema Sonnevillle para poder darle funcionalidad y suficiente amortiguamiento disipador para el tránsito de trenes. El sistema Sonnevillle – LVT (Low Vibration Track), es un sistema de fijación de rieles a una vía que en vez de estar conformada por balastro, esta sobre una placa de concreto rígido.

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

Además de disminuir el peso que produce la colocación del balastro el cual tiene aproximadamente un peso específico de 2800kg/m³, colocados en capas de 40cm de espesor y una longitud de casi 15m de plataforma.

5.4.3.4 Ventajas del Sistema LVT:

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

- Alta flexibilidad

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

- Alta precisión de la vía férrea

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

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

➤ Sin conductibilidad eléctrica

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

➤ Disposición flexible del drenaje

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

5.5 PROBLEMAS ENCONTRADOS DURANTE LA EJECUCIÓN

5.5.1 Ductos PVC para facilitar el descabezado de pilotes

Los ductos de PVC han sido colocados en el acero del extremo superior de la armadura del pilote, con el objetivo de facilitar el descabezado; sin embargo esto no fue eficiente debido a que los ductos fueron desplazados por el empuje del *concreto fluido* (ver figura N° 5.89).

Debido al empuje generado por la colocación del concreto fluido en el pilote, este lograba que varios ductos de PVC se suelten y floten, existiendo algunos casos donde no se pudo descabezado el pilote mediante fractura y se tuvo que realizar la demolición de la cabeza (ver figura N° 5.90).



Figura N° 5.89: Interior del pilote en etapa de colocación del concreto.



Figura N° 5.90: Ductos de PVC flotando sobre la cabezal de pilote

La alternativa a los tubos de PVC fue revestir el acero con un Lona de plástico, de no menos de 4 capas asegurándola con cintas, las capas de lona generarían una manta y esta evitaría que el acero tome contacto con el concreto, al extraer la cabeza del pilote y el concreto al no tener contacto con el acero, este no será alterado y pueda cumplir su función de adherencia con la Zapata.

5.5.2 Colocación de concreto inconclusa en pilote

Durante la colocación del concreto, a uno de los pilotes no se llegó al nivel deseado, debido a una falta en el metrado y no se pudo subsanar con un pedido extra debido a descoordinaciones con el proveedor.

El problema que se generó fue que no se llegó con la longitud deseada de pilote según diseño. La solución fue completar en una segunda etapa la longitud faltante, para lo cual se hizo lo siguiente:

- Excavar hasta un metro por debajo del nivel vaciado inicialmente.
- Limpiar el concreto contaminado de la parte superior del pilote (Figura N° 5.91a).
- Diseñar un encofrado con el objetivo de recuperar la fricción entre suelo-pilote (ver figura N° 5.91b).
- Vaciado de concreto utilizando el mismo $f'c$ para la longitud faltante (ver figura N° 5.91c).
- Desencofrado y curado de concreto, según condiciones típicas.
- Rellenar el entorno del pilote, vaciado en segunda etapa, con una mezcla de suelo-cemento para garantizar la fricción (ver figura N° 5.91d).



Figura N° 5.91a: Limpieza del concreto alterado por el relleno



Figura N° 5.91b: Encofrado de madera.



Figura N° 5.91c: Colocación del concreto en área de pilote faltante



Figura N° 5.91d: Colocación de material de relleno suelo-cemento

5.5.3 Señalización del galibo en encofrado sobre zona vehicular

Durante la etapa de encofrado de la losa inferior en la sección cajón de peralte variable para el viaducto, entre la columna S50 y S51 la cual se encuentra sobre la av. el Sol, se colocaron señales precaución de altura mínima (4.0 mts) ver figura N° 5.92, en medida que el encofrado conformada por las cerchas MK iban tomando forma existieron algunos rozos con los camiones que transitaban por la av. el sol con la parte inferior del encofrado (Ver figura N° 5.93).



Figura N° 5.92: Encofrado del viaducto con las cerchas y torres MK



Figura N° 5.93: Encofrado del Andén con las cerchas y torres MK

Se planteó colocar pórticos de señalización con la cota de 4.00 mts en la vías perpendiculares al viaducto (ver figura N° 5.94) y en la vías paralelas un señal en voladizo en el carril de giro a modo de que si algún elemento pase esta altura impacte primero en el cartel.



Figura N° 5.94: Pórtico de Señalización.

5.5.4 Excentricidad en columnas S49P y S51P con Andén de pasajeros

Para los andenes sean empleado vigas cajón de sección constante, las cuales están confinadas con las vigas diafragmas en los ejes centrales, además estas se apoyan sobre las columnas octogonales en los extremos (S49P y S51P).

Durante la etapa de replanteo se encontró una discontinuidad entre el eje de tablero del andén y el eje de las columnas octogonales, provocando una excentricidad de 0.16 mts en los apoyos de la columna S49P y 0.60 mts en la columna S51P.

Se verifico la estructura en el modelo de análisis global, con las excentricidades que soportan la plataforma del andén, para determinar las demandas actuantes en los pilares en el evento sísmico extremo, se demostró que las zapatas y las columnas de los ejes involucrados tienen la capacidad suficiente para absorber la influencia de la excentricidad, se reforzara el diafragma para tomar los momentos sobre las columnas S51P (0.60 mts) adicionando 8 barras de $\phi 3/4$, por efecto de corte el diafragma tiene la capacidad suficiente para resistir (ver figura N°5.95 y N° 5.96).

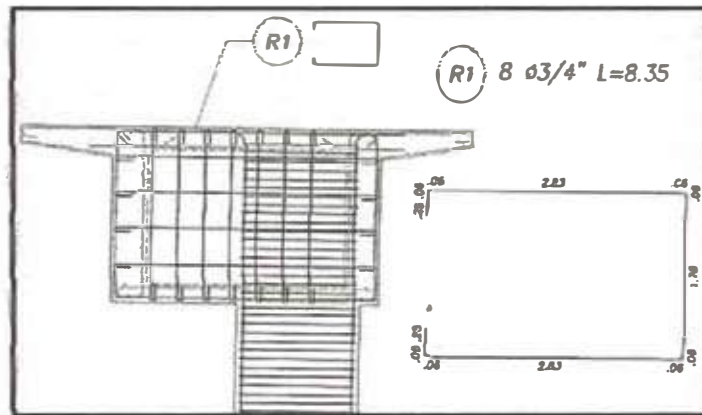


Figura N° 5.95: Refuerzo adicional en diafragma en la columna S51P



Figura N° 5.96: Columna S51P en la vía par del viaducto elevado

5.5.5 Incremento de Contrapiso en Andén de Pasajeros

Los andenes de la estación san Carlos (Modulo MS12) están formados por vigas cajón con una plataforma superior de 5.15mts de ancho, sobre esta se colocara un contrapiso cuyo espesor varia entra 3.0 y 6.0 cm, debido a la pendiente transversal y longitudinal, al replantear la cota del riel este realizo un incremento en su cota, se incrementó el espesor del contrapiso para elevar el nivel de piso terminado (adicionar 5.0cm) y cumplir con la altura de 1.05mts entre el nivel de piso terminado y cota tope de riel. Se incrementó la cuantía en la armadura longitudinal ubicada en la fibra superior de la plataforma sobre los pilares S50 y S51, esto es debido a la carga muerta generada por el nuevo espesor del contrapiso, el cambio consiste en utilizar barras de 1-3/8" de L=12.0mts en lugar de las barras de 1" de L=9.0mts (ver figura N°5.97 y N° 5.98).

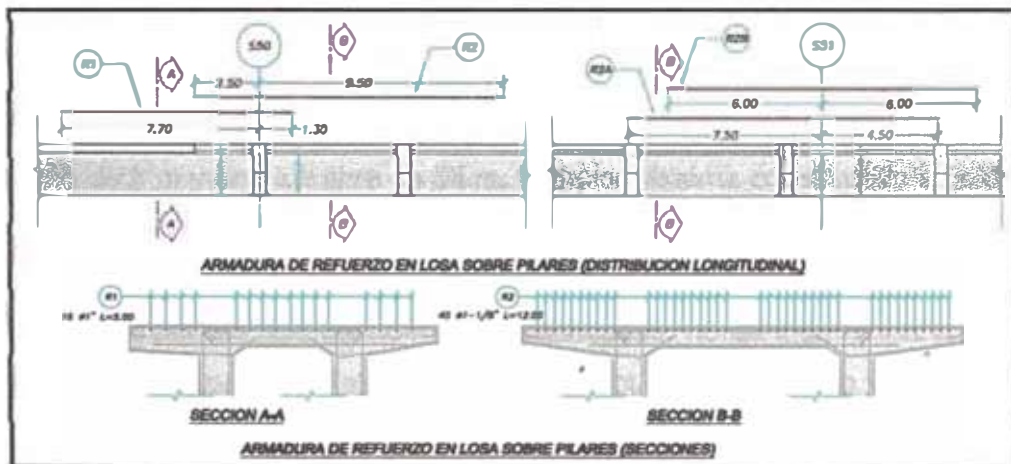


Figura N°5.97: Nueva cuantía en la armadura longitudinal



Figura N° 5.98: Armadura de refuerzo de la losa superior del andén

constructora peruana que tenga personal capacitado y los recursos necesarios; por lo tanto su aplicación en muchos proyectos en el Perú es factible.

Las ventajas que presentan estos sistemas de apuntalamiento para construcción de viaductos, dependen mucho de los equipos que se utilicen para la construcción y de la experiencia en campo de los ingenieros involucrados, en otros casos los factores determinantes para escoger que sistema constructivo tiene mayores ventajas sobre otro vienen determinados por el plazo de construcción o el presupuesto del proyecto.

Durante el desarrollo de la obra, se contó con áreas correctamente ubicadas para los materiales y recursos utilizados, haciendo el flujo de construcción mucho más dinámico y casi sin interrupciones, esto se debe al buen planeamiento inicial de utilización de áreas, donde se distribuyeron zonas de almacenamiento de materiales, ubicaciones de las grúas torre, zona de equipos, zona de comedores, almacenes, accesos y salidas bien definidos para los equipos, etc.

Con el uso de un buen sistema de apuntalamiento, y estando entrenado el personal para tal proceso, fueron unás de las razones para obtener una reducción en el plazo de ejecución del cruce especial San Carlos, en un inicio se tenía previsto 363 días para la ejecución. El plazo real fue de 257 días.

6.2 RECOMENDACIONES

En las zonas donde se ubican las botellas de anclaje para el postensado, se debe tener mucho cuidado por ser una zona bastante congestionada de acero, para que durante el vaciado el concreto alcance a rellenar todos los espacios sin dejar cangrejas que afectaran cuando se inicie el tensado de los cables, llevando a retrabajos, baja productividad y pérdidas de tiempo.

Para el montaje y apuntalamiento del cruce especial todo el personal debe contar con sus implementos de seguridad; lentes, zapatos, casco, caretas, tapones auditivos, etc.

Las torres MK, deben llevar una protección perimetral de concreto debidamente ubicadas y con cintas reflectivas para su visualización por la noche.

Se debe contar con señales de tránsito que muestren la altura máxima para el pase de carga alta (pre-gálibos).

Se debe usar una malla suspendida desde la parte inferior de las vigas para evitar cualquier caída de objetos provenientes de los trabajos.

Para lograr el objetivo que era terminar el proyecto en el plazo previsto, se optó por realizar los trabajos a doble turno (turnos de día y de noche), efectuando trabajos de vaciado de concreto de zapatas, columnas, vigas y las demás estructuras en el turno noche, para aprovechar el menor flujo vehicular de la ciudad y de esta manera garantizar que el concreto llegue sin ningún percance.

Para el postensado es recomendable inyectar una lechada de proporciones 0.45 es decir por cada 19 litros de agua se adiciona 42.5 Kg de cemento, se sugiere utilizar un expansor de mortero, al 1% de peso del cemento o según recomendaciones del fabricante. Este aditivo cumple la función de expandir la lechada de tal manera que llene todos los espacios vacíos entre los torones.

El tensado debe realizarse mediante gastos bajo el control directo de una persona experimentada en este tipo de trabajo. La operación de tensado será

inspeccionada de manera continua y se llevará un registro de las elongaciones de cada tendón.

La operación de tensado debe ser realizada cuando el concreto tanto del viaducto como de los andenes alcance como mínimo una resistencia de 280 Kg/cm² o la que indique los planos.

Se debe aplicar una primera carga de 1000 PSI para el reacomodo de los cables. En este caso se hará una marca referencial al cable a 200 mm con respecto a la parte posterior fija del gato hidráulico, esta marca representa la elongación del cable a 1000 PSI (marca inicial).

El proyecto se desarrolló en la ciudad de Lima y en un futuro al aplicarse en otras ciudades, se deberán realizar ensayos al concreto para las condiciones locales como la utilización de aditivos retardadores o reductores de agua en clima cálidos y la utilización de cementos tipo V, IP o IPM, como también aditivos que permitan la incorporación de aire en climas fríos.

Para prevenir acumulación de agua empozada en los ductos postensados, se colocaran por lo menos una tubería de drenaje en el punto más bajo, ya sea al medio del puente o en el vano de mayor longitud, si se construye en climas fríos o heladas este drenaje se colocara en cada vano y se mantendrán abiertos hasta el inicio de la inyección del mortero.

Para realizar una colocación más rápida de los torones, se utilizó ductos de Ø10.0cm de diámetro, los trabajos de postensado no afectaron a la estructura, pero es recomendable el seguir las indicaciones del manual de Diseño de puentes ítem 2.9.1.3.11.6.1, "el tamaño de los ductos no excederán 0.40 veces el espesor de la zona de ubicación".

BIBLIOGRAFÍA

- Autoridad Autónoma del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo, "Expediente Técnico Final del Proyecto Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao – Línea 1: Tramo Avenida Grau – San Juan de Lurigancho", Lima, Perú, 2012.
- Braja M. Das; "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", Ed. N° 04, Editorial Thomson, México 2001.
- Consorcio Metro de Lima; "Informe de Estudio Geotécnico – Cruce especial San Carlos Sector B", Lima, Perú, 2012
- De la Cruz Rivera, Juan Carlos, "Cimentaciones Piloteadas – Análisis y Diseño", Tesis de Grado de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima – 1988.
- Fuentes Ortiz, César; "Ingeniería Portuaria", Ed. N° 01, Editorial COPER Editores, Lima Perú 2001.
- Instituto de la Construcción y Gerencia, "Análisis, Diseño y Construcción de Puentes", Segunda Edición, Lima 2008.
- Medina Sánchez, Eduardo; "Construcción de estructuras de hormigón armado", 2º edición
- Nilson, Arthur, "Diseño de estructuras de Concreto Preesforzado", Editorial LIMUSA, México D.F., 1990.
- Regal, Alberto, "Los puentes del inca en el antiguo Perú", Lima Perú 1972
- T.Y.Lin, "Diseño de estructuras de Concreto Preesforzado", 2da. Edición, CECSA, Berkeley, California, 1963.
- Vallecilla Bahena, Carlos Ramiro, "Puentes en Concreto Postensado: Teoría y práctica", Bogotá D.C. – 2009.