

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**PROCESO CONSTRUCTIVO DEL VIADUCTO DE VIGA CAJÓN
POSTENSADA DE SECCIÓN VARIABLE DE TRES LUCES EN EL
CRUCE AV. SANTA ROSA**

TOMO I

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

LOLÍN ANTÓN JÁUREGUI COSCO

Lima- Perú

2014

Digitalizado por:

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

A Dios,
mi Guía y mi Fortaleza.

A mi madre Rosa,
que desde el Cielo guía mis pasos,
ilumina mi camino y me fortalece en todo momento.

A mi familia,
por su valioso e incondicional apoyo.

A mis amigos
del Consorcio Cesel – Pöyry.

A la UNI,
mi querida Alma Mater,
por abrirme sus puertas y cumplir
ese anhelado sueño de estudiar en sus aulas
brindándome oportunidades de desarrollo personal y profesional.

A todos los jóvenes,
que, a pesar de las dificultades, se
esfuerzan por lograr que sus sueños se
hagan realidad y ser mejores personas cada día.

ÍNDICE

RESUMEN.....	6
LISTA DE FIGURAS.....	8
LISTA DE CUADROS.....	14
INTRODUCCIÓN.....	15

CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1 CONSTRUCCIÓN DE VIADUCTOS ELEVADOS EN EL MUNDO A TRAVÉS DEL TIEMPO.....	17
1.2 DESARROLLO FERROVIARIO EN EL PERÚ.....	21
1.2.1 El Ferrocarril Central.....	21
1.2.2 El Tren Eléctrico de Lima: Línea 1.....	23
1.3 EL TRANSPORTE EN LIMA.....	25
1.3.1 La problemática del transporte en Lima Metropolitana.....	25
1.3.2 Percepción ciudadana acerca del transporte en Lima Metropolitana.....	27
1.4 PROYECTOS FUTUROS DE TRANSPORTE MASIVO: RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA.....	33

CAPITULO II: CONDICIONES DEL PROYECTO

2.1 DATOS GENERALES DEL PROYECTO.....	35
2.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	36
2.3 CONDICIONES DEL SITIO.....	39
2.3.1 Tráfico.....	39
2.3.2 Clima.....	39
2.3.3 Vegetación.....	39
2.3.4 Suelo.....	40
2.3.5 Topografía.....	40

CAPITULO III: MARCO TEÓRICO

3.1 CIMENTACIONES EMPLEADAS EN VIADUCTOS.....	41
3.2 TIPOS DE CIMENTACIONES.....	42
3.2.1 Cimentaciones superficiales.....	42

3.2.1.1 Zapatas Áisladas.....	42
3.2.1.2 Zapatas Corridas.....	43
3.2.1.3 Zapatas combinadas.....	44
3.2.2 Cimentaciones profundas.....	45
3.3 PILARES EMPLEADOS EN VIADUCTOS.....	46
3.4 LA VIGA CAJON.....	48
3.4.1 Ventajas.....	49
3.4.2 Características de la sección cajón.....	50
3.5 CARACTERISTICAS DEL CONCRETO EMPLEADO EN ESTRUCTURAS POSTENSADAS.....	54
3.6 EL CONCRETO PREESFORZADO.....	56
3.6.1 Clasificación y tipos de Preesfuerzo.....	56
3.6.1.1 Clasificación del concreto preesforzado según el instante en el que se efectúa la transferencia de la fuerza de preesfuerzo sobre el concreto.....	57
3.6.1.2 Clasificación del concreto preesforzado según la adherencia.....	58
3.6.1.3 Clasificación del concreto preesforzado según el estado final de esfuerzos sobre el concreto.....	59
3.6.2 Ventajas del concreto preesforzado sobre el concreto armado.....	60
3.7 CONCRETO POSTENSADO.....	61
3.7.1 Pérdidas de fuerza de postensado.....	62
3.7.1.1 Pérdidas que se presentan durante la transferencia de la fuerza de preesfuerzo, llamadas también pérdidas para tiempo $t=0$	62
3.7.1.2 Pérdidas debidas a efectos diferidos del concreto y del acero de preesfuerzo (durante la vida útil de la estructura).....	62

CAPITULO IV: INFORMACIÓN DE INGENIERÍA

4.1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA.....	63
4.2 ANÁLISIS DE INGENIERÍA.....	66
4.2.1 Descripción.....	66
4.2.2 Materiales.....	66
4.2.3 Normas de diseño.....	67
4.2.4 Cargas.....	67
4.2.4.1 Cargas de Peso Propio (DC).....	67
4.2.4.2 Cargas Muertas (DW).....	67

4.2.4.3 Cargas Vivas (LL+IM).....	68
4.2.4.4 Cargas de Sismo.....	69
4.2.5 Combinaciones de Carga.....	69
4.2.6 Diseño de zapatas.....	71
4.2.7 Diseño de Pilares.....	72
4.2.8 Diseño de vigas cajón postensadas.....	74
4.2.9 Diseño de vigas diafragma.....	75
4.2.10 Diseño de bordes típicos.....	77
4.2.11 Diseño de canaletas.....	79

CAPITULO V: MÉTODO EMPLEADO PARA LA CONSTRUCCIÓN

5.1 RECURSOS.....	83
5.1.1 Equipos.....	83
5.1.2 Materiales.....	86
5.1.2.1 Acero.....	86
5.1.2.2 Soportes y encofrados.....	86
5.1.2.3 Concreto.....	87
5.1.2.4 Material de relleno.....	88
5.1.2.5 Aditivos para el concreto y para las reparaciones, resanes y acabados de estructuras.....	88
5.1.2.6 Grout Nivelante.....	90
5.1.2.7 Dispositivos de apoyo.....	91
5.1.2.8 Restricciones longitudinales.....	91
5.1.2.9 Tendones para postensado.....	91
5.1.2.10 Ductos de postensado.....	92
5.1.2.11 Chimeneas de inyección.....	92
5.1.2.12 Lechada para inyección de ductos de postensado.....	92
5.1.2.13 Platos y cuñas de anclaje de los tendones.....	93
5.1.2.14 Platinas.....	93
5.1.2.15 Bandas de caucho.....	93
5.1.2.16 Tapajuntas metálicas.....	94
5.1.3 Mano de obra.....	94
5.1.3.1 Subestructura.....	94
5.1.3.2 Superestructura.....	94

5.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA SUBESTRUCTURA DEL VIADUCTO.....	95
5.2.1 Trabajos topográficos.....	95
5.2.2 Labores de Geotecnia.....	97
5.2.2.1 Estabilización de taludes.....	97
5.2.2.2 Ensayos DPL.....	99
5.2.3 Excavación para zapatas.....	100
5.2.4 Colocación de armadura de zapatas.....	103
5.2.5 Colocación e izaje de armadura de columnas.....	106
5.2.6 Vaciado de concreto en zapatas.....	110
5.2.7 Encofrado de columnas.....	113
5.2.8 Vaciado de concreto en columnas.....	116
5.2.9 Relleno y compactación de zapatas.....	122
5.2.10 Construcción de vigas cabezales.....	126
5.2.11 Colocación de los dispositivos de apoyo.....	131
5.3 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL VIADUCTO.....	134
5.3.1 Soporte especial para encofrado de vigas cajón.....	134
5.3.1.1 Proceso constructivo del soporte especial en los vanos U33-U34 y U35-U36.....	134
5.3.1.2 Proceso constructivo del soporte especial en el vano central U34-U35.....	137
5.3.2. Proceso constructivo de vigas cajón y diafragmas.....	142
5.3.2.1 Encofrado externo de vigas cajón.....	142
5.3.2.2 Colocación de la armadura transversal y longitudinal de losas de fondo y almas de las vigas cajón.....	143
5.3.2.3 Ubicación de ventanas de inspección en vigas cajón.....	145
5.3.2.4 Colocación de armadura de refuerzo en diafragmas.....	146
5.3.2.5 Colocación de los ductos de postensado, chimeneas de inyección y refuerzos en zona de anclajes.....	147
5.3.2.6 Encofrado interno de vigas cajón.....	150
5.3.2.7 Colocación de la armadura transversal y longitudinal de la losa superior de las vigas cajón.....	152
5.3.2.8 Procedimiento de vaciado de concreto en vigas cajón y diafragmas.....	154
5.3.2.9 Desencofrado de los volados y almas de las vigas cajón.....	157

5.3.2.10 Colocación de los cables de postensado o tendones.....	158
5.3.3 Procedimiento de postensado de vigas cajón e inyección de ductos.....	160
5.3.3.1 Actividades preliminares.....	160
5.3.3.2 Equipos utilizados.....	161
5.3.3.3 Secuencia de postensado.....	161
5.3.3.4 Construcción de las cajuelas de protección de los bloques de anclaje.	164
5.3.3.5 Inyección de lechada en ductos de postensado.....	166
5.3.4 Desmontaje de soportes de vigas cajón.....	168
5.3.5 Construcción de canaletas centrales in-situ.....	170
5.3.6 Empleo de elementos prefabricados: Proceso constructivo de los bordes típicos, canaletas laterales y tapas de canaletas.....	172
5.3.6.1 Fabricación, transporte y colocación de bordes típicos.....	173
5.3.6.2 Fabricación, transporte y montaje de canaletas laterales.....	180
5.3.6.3 Fabricación, transporte y montaje de tapas de canaletas centrales y laterales.....	184
5.4 PLANEAMIENTO Y PROGRAMACIÓN DE LOS TRABAJOS.....	187
5.5 LA PROBLEMÁTICA EN LAS DIFERENTES FASES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DEL VIADUCTO EN ESTUDIO, LAS SOLUCIONES ADOPTADAS, SUS COMENTARIOS Y OTRAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN.....	190

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES.....	198
6.2 RECOMENDACIONES.....	200
BIBLIOGRAFÍA.....	202
ANEXOS.....	203

RESUMEN

Esta tesis explica a detalle todo el proceso constructivo del viaducto elevado empleando vigas cajón postensadas de sección variable en el Cruce de la Av. Santa Rosa con la Av. Próceres de la Independencia, así como los recursos empleados, los tiempos de ejecución de cada proceso, la problemática durante el proceso constructivo, las diferentes soluciones empleadas y sus impactos en la obra. Se aporta comentarios a dichas soluciones y, a su vez, se plantean otras alternativas de solución que también pudieron haberse empleado en las diferentes etapas o fases del proceso constructivo del viaducto en mención.

Este proyecto se encuentra ubicado en una zona con grandes limitaciones de espacio y, a la vez, la Av. Santa Rosa es una vía con alto volumen de tráfico vehicular y tránsito peatonal. Por esta razón, esta solución mediante vigas cajón constituye una excelente alternativa de solución, muy eficaz y precisa, a las necesidades del proyecto evitando colocar columnas intermedias en las intersecciones a fin de no interferir ni afectar de manera negativa el desarrollo vial, proporcionando una luz amplia que admita en un futuro ejecutar proyectos de ampliación o mejoramiento y a la vez evite en gran medida el congestionamiento del tránsito vehicular en esta importante vía.

Este viaducto elevado es una estructura porticada con superestructura tipo cajón postensada de sección variable (peralte variable entre 2m - 3.6m) y vaciada in situ, de 3 tramos, con una luz central de 42m y tramos laterales de 25.817m, que se extiende entre las columnas U33-U34-U35-U36 con una longitud total de 93.63m.

El acero de postensado de las vigas cajón está constituido por 8 cables o tendones de 15 y 19 torones de 5/8" colocados al interior de unos ductos galvanizados de Ø 100 mm que atraviesan longitudinalmente las almas de la viga cajón desde el eje U33 hasta el eje U36 (4 cables por lado).

En el caso de los pilares U34 y U35, la unión de la superestructura con la subestructura es monolítica. Estas columnas son de sección octogonal y estructuralmente tienen la armadura de refuerzo dispuestas alrededor de tres

núcleos circulares traslapados confinados por medio de estribos circulares para un óptimo confinamiento y una mayor ductilidad en el caso del evento extremos de sismo.

En los pilares U33 y U36, las cargas verticales de la superestructura se transmiten al pilar por medio de apoyos elastoméricos (neoprenos) colocados sobre las vigas cabezales.

La cimentación del viaducto es superficial con zapatas de 12.8x 9.00m y un peralte de 2.5m. El nivel de cimentación de estas zapatas se encuentra a 4.00 m del nivel de terreno natural.

Como sistema de soporte del encofrado de la superestructura se emplearon Torres MK y Cerchas MK en el vano central U34-U35, las Torres Aluprop en los vanos laterales U33-U34 y U35-U36 y la Cimbra Brio como soporte del encofrado de las losas de fondo de las vigas cajón. La gran capacidad de carga de estas estructuras permitió soportar el encofrado de las vigas cajón a gran altura sin inconvenientes.

Uno de los objetivos durante la construcción del viaducto fue no interferir en ningún momento el tránsito vehicular ni peatonal a través de la Av. Santa Rosa, con esa finalidad, para el soporte de la viga cajón en el vano central U34-U35 que cruza esta avenida se emplearon las Torres Cimbra MK como apoyo principal y sobre éstas, apoyadas torre a torre, se colocaron las Cerchas MK Articuladas. Se emplearon Torres Cimbra MK distribuidas en filas (1 fila en cada extremo y 1 fila en la parte central de la Avenida Santa Rosa) espaciadas a 10.34 m.

LISTA DE FIGURAS

Fig. N°1.01 Viaducto de piedra sobre el río Landwasser en los Alpes suizos.... 18

Fig. N°1.02 Puente de madera de Cabin Creek bajo una prueba de carga..... 18

Fig. N°1.03 Viaducto ferroviario de Garabit (Francia), construido con celosía metálica..... 19

Fig. N°1.04 Viaducto de Ventabren (Francia) de la línea TGV Méditerranée, construido entre 1996 y 1998 con concreto pretensado.....20

Fig. N°1.05 Vista de un tramo de Viaducto elevado del Metro de Santiago.....21

Fig. N°1.06 Viaducto de Carrión en la actualidad.....22

Fig. N°1.07 Viaducto ferroviario Chaupichaca.....23

Fig. N°1.08 Puente Infiernillo en la actualidad.....23

Fig. N°1.09 Viaducto del Tramo 1 de la Línea 1 del Metro de Lima paralizada...24

Fig. N°1.10 Culminación de la infraestructura faltante del Tramo 1.....24

Fig. N°1.11 Construcción de la Superestructura del viaducto elevado del Tramo 2 de la Línea 1 del Metro de Lima.....25

Fig. N°1.12 Caos y congestión vehicular en la Av. Javier Prado.....27

Fig. N°2.01 Plano de ubicación de columnas del viaducto en el Cruce Santa Rosa.....38

Fig. N°2.02 Vista general en elevación del viaducto en el Cruce Santa Rosa....38

Fig. N°2.03 Sección transversal típica y elevación lateral.....38

Fig. N°3.01 Zapata aislada cuadrada.....43

Fig. N°3.02 Zapata corrida soportando 3 pilares.....43

Fig. N°3.03 Zapata combinada soportando 2 pilares.....44

Fig. N°3.04 Construcción de pilotes in-situ con encamisado recuperable.....45

Fig. N°3.05 Tipos de fuerzas sobre los pilares de viaductos y puentes.....46

Fig. N°3.06 Tipos de pilares de viaducto.....47

Fig. N°3.07 Tipos de cimentación de pilares de viaducto.....48

Fig. N°3.08 Ejemplo de secciones transversales en cajón ampliamente utilizadas en España.....52

Fig. N°3.09 Solución de sección transversal para un tablero con 4 vías de tren.....54

Fig. N°3.10 Pretensado y vaciado de vigas en línea en Planta de Prefabricados.....57

Fig. N°3.11 Postensado de viga empleando ductos.....58

Fig. N°3.12 Formación de fisuras en el preesforzado adherido y en el preesforzado no adherido.....	59
Fig. N°4.01 Carga viva I.....	68
Fig. N°4.02 Carga viva II.....	69
Fig. N°4.03 Elevación frontal y lateral de las zapatas del Viaducto.....	72
Fig. N°4.04 Vista en planta de zapata y pilar del Viaducto.....	73
Fig. N°4.05 Sección transversal de los pilares.....	73
Fig. N°4.06 Vista General del Viaducto Elevado en el Cruce Santa Rosa.....	74
Fig. N°4.07 Sección transversal de viga cajón adyacente a pilares.....	75
Fig. N°4.08 Sección transversal de viga cajón en centro de tramo.....	75
Fig. N°4.09 Diafragma sobre pilares U34, U35.....	76
Fig. N°4.10 Diafragma sobre pilares U33, U36.....	76
Fig. N°4.11 Caso I.....	78
Fig. N°4.12 Caso II.....	79
Fig. N°4.13 Ubicación de las canaletas en el Viaducto.....	80
Fig. N°4.14 Carga Viva I.....	81
Fig. N°4.15 Carga Viva II.....	81
Fig. N°5.1 Presencia de rellenos no controlados.....	98
Fig. N°5.2 Situación de inestabilidad en los taludes longitudinales.....	98
Fig. N°5.3 Derrumbe del talud transversal de la zapata U36.	99
Fig. N°5.4 Estabilización de taludes con banquetas en la zapata U36.....	99
Fig. N°5.5 Prueba de Penetración Dinámica Ligera (DPL).....	100
Fig. N°5.6 Puntos obligatorios para Prueba DPL por zapata.....	100
Fig. N°5.7 Excavación de zapatas del Cruce Santa Rosa.....	102
Fig. N°5.8 Replanteo de taludes y empleo de banquetas.....	102
Fig. N°5.9 Compactado del terreno de fundación.....	103
Fig. N°5.10 Vaciado de solado.....	103
Fig. N°5.11 Trazo y replanteo de ejes y dimensiones de zapatas.....	105
Fig. N°5.12 Acero dimensionado para zapatas del cruce Santa Rosa.....	105
Fig. N°5.13 Secuencia constructiva del armado de acero de zapatas del viaducto en el Cruce Santa Rosa.....	105
Fig. N°5.14 Secuencia constructiva del armado de acero del pilar central U35 del viaducto en el Cruce Santa Rosa.....	109
Fig. N°5.15 Armadura de la columna U33 culminada.....	109
Fig. N°5.16 Armadura de las columnas U36 terminadas (bi-columna).....	109

Fig. N°5.17 Secuencia de izaje de columnas del viaducto en el Cruce Santa Rosa. Columna U34.....	110
Fig. N°5.18 Vaciado de concreto contra terreno en zapatas del Cruce Santa Rosa.....	113
Fig. N°5.19 Vaciado de concreto en zapata U36 con encofrado en las caras longitudinales.....	113
Fig. N°5.20 Proceso de encofrado de columnas del viaducto en el Cruce Santa Rosa empleando el sistema de encofrado modular NEVI.....	116
Fig. N°5.21 Proceso de vaciado de concreto en columnas del Cruce Santa Rosa (1era. Etapa).....	121
Fig. N°5.22 Vaciado de concreto en columnas del viaducto en el Cruce Santa Rosa (2da. Etapa).....	121
Fig. N°5.23 Desencofrado de columnas del viaducto en el cruce Santa Rosa.....	122
Fig. N°5.24 Relleno y compactación de zapatas.....	124
Fig. N°5.25 Control de compactación empleando Densímetro Nuclear.....	125
Fig. N°5.26 Secuencia constructiva del Relleno Hidráulico en la Zapata U36...	125
Fig. N°5.27 Montaje del soporte de la viga cabezal U36.....	129
Fig. N°5.28 Colocación de la armadura del cabezal U36.....	129
Fig. N°5.29 Encofrado y vaciado de cabezal U36.....	129
Fig. N°5.30 Desencofrado de viga cabezal U36.....	129
Fig. N°5.31 Sistema de protección contra corrientes de fuga en cabezales del Cruce Santa Rosa. Cabezal U33.....	130
Fig. N°5.32 Encofrado de vigas cabezales empleando Paneles COMAIN. Cabezal U33.....	130
Fig. N°5.33 Vaciado de concreto en viga Cabezal U33.....	130
Fig. N°5.34 Zona de apoyo de las vigas cajón sobre las vigas cabezales del viaducto U33 y U36 en el Cruce Santa Rosa.....	130
Fig. N°5.35 Secuencia constructiva de colocación de los aparatos de apoyo sobre los cabezales U33 y U36.....	133
Fig. N°5.36 Pre-armado del Sistema de Torres Aluprop en piso.....	135
Fig. N°5.37 Unión entre puntales mediante tornillos.....	136
Fig. N°5.38 Marcos de arriostamiento.....	136
Fig. N°5.39 Izaje de Torres Aluprop.....	136
Fig. N°5.40 Apoyo de Torres Aluprop.....	136

Fig. N°5.41 Sistema de soporte de la viga cajón en el vano U33-U34.....	136
Fig. N°5.42 Detalles del sistema de soporte de viga cajón en los vanos U33-U34 y U35-U36.....	137
Fig. N°5.43 Pre-armado de Torres MK en piso.....	140
Fig. N°5.44 Losa de concreto armado para base de Torre MK.....	140
Fig. N°5.45 Torres MK izadas.....	140
Fig. N°5.46 Anclaje de base de Torre MK sobre la losa de concreto.....	140
Fig. N°5.47 Pre-armado de cerchas MK en piso.....	140
Fig. N°5.48 Izaje de Cerchas MK.....	140
Fig. N°5.49 Sistema de Soporte de las vigas cajón en el vano central U34-U35 del Cruce Santa Rosa.....	141
Fig. N°5.50 Detalles del sistema de soporte de viga cajón en el vano central U34-U35 Cruce Santa Rosa.....	141
Fig. N°5.51 Encofrado de losa de fondo de viga cajón.....	143
Fig. N°5.52 Encofrado lateral de las almas.....	143
Fig. N°5.53 Encofrado de los volados de la viga cajón.....	143
Fig. N°5.54 Detalle del sistema de soporte de las almas y volados de la viga cajón.....	143
Fig. N°5.55 Secuencia constructiva de colocación de la armadura de la losa inferior y almas de las vigas cajón en el Cruce Santa Rosa.....	144
Fig. N°5.56 Secuencia constructiva de las ventanas de inspección en la losa inferior de las vigas cajón.....	145
Fig. N°5.57 Secuencia constructiva de colocación de armadura de diafragmas y soldaduras de continuidad del sistema de protección contra corrientes de fuga.....	147
Fig. N°5.58 Colocación y verificación topográfica de los ductos de postensado.....	149
Fig. N°5.59 Colocación de las chimeneas de inyección.....	149
Fig. N°5.60 Secuencia de colocación de refuerzos en la zona de los anclajes.....	150
Fig. N°5.61 Encofrado interno de las almas de las vigas cajón empleando paneles COMAIN.....	151
Fig. N°5.62 Encofrado de los diafragmas con paneles COMAIN.....	151
Fig. N°5.63 Secuencia constructiva del encofrado de losa superior empleando soporte BRIO, vigas Ulmaflex y tablero fenólico.....	152

Fig. N°5.64 Colocación de la armadura de la losa superior de las vigas cajón.....	153
Fig. N°5.65 Soldaduras de continuidad del sistema de protección contra corrientes de fuga.....	154
Fig. N°5.66 Vaciado de concreto en las losas inferiores de las vigas cajón.....	156
Fig. N°5.67 Vaciado de concreto en el tablero, almas y diafragmas de las vigas cajón.....	157
Fig. N°5.68 Secuencia del desencofrado de los volados y almas de las vigas cajón del viaducto en el Cruce Santa Rosa.....	158
Fig. N°5.69 Habilitado de tendones.....	159
Fig. N°5.70 Colocación de las guías por el Eje U36	160
Fig. N°5.71 Izaje y colocación de tendones con la ayuda de un camión grúa en el Eje U36	160
Fig. N°5.72 Colocación de tendones empleando winche eléctrico.....	160
Fig. N°5.73 Tendones ubicados en los ductos para el postensado.....	160
Fig. N°5.74 Bloques de anclaje.....	163
Fig. N°5.75 Acuñador.....	163
Fig. N°5.76 Posicionamiento del gato.....	163
Fig. N°5.77 Colocación del disco posterior.....	163
Fig. N°5.78 Colocación de las cuñas.....	163
Fig. N°5.79 Inicio del tensado y lecturas de la elongación.....	164
Fig. N°5.80 Secuencia constructiva de cajuelas de protección de los anclajes.....	165
Fig. N°5.81 Preparación de la lechada e inyección en los ductos de postensado.....	167
Fig. N°5.82 Evacuación de la lechada por los ductos de purga.....	168
Fig. N°5.83 Secuencia de descimbrado de las vigas cajón.....	169
Fig. N°5.84 Desmontaje de las Cimbras Aluprop y Cimbras MK en piso.....	170
Fig. N°5.85 Secuencia constructiva de canaletas centrales in-situ.....	172
Fig. N°5.86 Encofrado y colocación de acero de los bordes típicos en la Planta de Prefabricados.....	174
Fig. N°5.87 Vaciado de concreto de bordes típicos en la Planta de Prefabricados.....	175
Fig. N°5.88 Resane y acabado de bordes típicos.....	176

Fig. N°5.89 Bordes típicos liberados y almacenados en la Planta de Prefabricados.....	176
Fig. N°5.90 Bordes típicos cargados en el camión listos para ser transportados a obra.....	176
Fig. N°5.91 Secuencia de montaje de bordes típicos por módulo.....	178
Fig. N°5.92 Secuencia constructiva de montaje de bordes típicos y vaciado de canaletas laterales del viaducto en el Cruce Santa Rosa.....	178
Fig. N°5.93 Vista del viaducto en el Cruce Santa Rosa una vez culminado el montaje de bordes típicos.....	179
Fig. N°5.94 Esquema de la tolerancia de montaje de bordes típicos.....	180
Fig. N°5.95 Encofrado y armado de acero de las canaletas laterales en la Planta de Prefabricados.....	181
Fig. N°5.96 Vaciado de concreto en canaletas laterales.....	181
Fig. N°5.97 Acopio de canaletas laterales en la Planta de Prefabricados.....	182
Fig. N°5.98 Transporte de canaletas laterales desde la Planta de Prefabricados.....	182
Fig. N°5.99 Detalle de junta en canaletas laterales.....	183
Fig. N°5.100 Resane y acabado final de canaletas laterales.....	183
Fig. N°5.101 Encofrado y aplicación de desmoldante para tapas de canaletas en la Planta de Prefabricados.....	184
Fig. N°5.102 Colocación del acero de refuerzo de tapas de canaletas.....	185
Fig. N°5.103 Vaciado de concreto en tapas de canaletas.....	186
Fig. N°5.104 Acopio de tapas en la Planta de Prefabricados.....	186
Fig. N°5.105 Transporte y colocación de tapas de canaletas.....	186

LISTA DE CUADROS

Cuadro N°1.01: Los problemas de la ciudad de Lima.....	28
Cuadro N°1.02: Medio principal para movilizarse en la Ciudad, 2010 - 2012 y por zonas.....	29
Cuadro N°1.03: Medio por el cual se moviliza, según sexo, grupo de edad y nivel socioeconómico.....	30
Cuadro N°1.04: El Metro de Lima, 2012 y por zonas.....	30
Cuadro N°1.05: El Metropolitano, 2011 - 2012 y por zonas.....	31
Cuadro N°1.06: Satisfacción con el medio de transporte utilizado, 2010 - 2012 y por zonas.....	31
Cuadro N°1.07: Percepción de la evolución del servicio de transporte público usado, 2010 - 2012 y por zonas.....	32
Cuadro N°1.08: Calificación de los servicios de transporte público en Lima.....	32
Cuadro N°1.09: Satisfacción con el medio de transporte que utiliza, 2012.....	33
Cuadro N°2.01: Valores comparativos de los presupuestos.....	36
Cuadro N°2.02: Volumen vehicular en hora punta en la zona en estudio (Mañana).....	39
Cuadro N°2.03: Volumen vehicular en hora punta en la zona en estudio (Tarde).....	39
Cuadro N°2.04: Sondajes de perforación diamantina.....	40
Cuadro N°3.01: Ventajas del concreto preesforzado.....	60
Cuadro N°4.01: Resumen del análisis de la cimentación para el Sector A´.....	65
Cuadro N°4.02: Asentamiento producido por la carga última.....	65
Cuadro N°4.03: Cargas muertas empleadas.....	68
Cuadro N°4.04: Factores de Combinación de Carga según AASHTO LRFD.....	70
Cuadro N°4.05: Factores de Carga Permanente gp.....	70
Cuadro N°4.06: Espectros de respuesta.....	71
Cuadro N°4.07: Factores de Forma (C)*.....	78
Cuadro N°4.08: Valores de IM.....	82
Cuadro N°5.01: Cantidad de materiales empleados en la construcción de vigas cajón y diafragmas del viaducto en el Cruce Sta. Rosa..	155
Cuadro N°5.02: Dosificación para lechada de inyección por bolsa de 42.5 kg de cemento.....	166
Cuadro N°5.03: Problemática, soluciones adoptadas, comentarios y otras alternativas de solución en la construcción del viaducto Cruce Santa Rosa.....	190

INTRODUCCION

Para la construcción de proyectos de gran magnitud dentro de la ciudad donde dispone de espacios limitados y, a la vez, se busca minimizar los impactos de la obra en el entorno durante su ejecución y posterior funcionamiento se requiere de una planificación detallada y soluciones constructivas idóneas.

El objetivo de la presente tesis es explicar el proceso constructivo del viaducto elevado de vigas cajón postensada de sección variable empleado en el cruce de la Av. Santa Rosa con Próceres de la Independencia, así como los recursos empleados, los tiempos de ejecución y las diferentes medidas de solución empleadas durante su construcción. Se aporta comentarios a dichas soluciones y, a su vez, se plantean otras alternativas de solución que también pudieron haberse empleado en las diferentes etapas o fases del proceso constructivo del viaducto en mención. Además, se revisaron las Normas AASHTO LRFD 2010, ACI 318S-08, Manual de Diseño de Puentes del MTC y se hicieron algunas recomendaciones al proceso constructivo.

En el primer capítulo se presentan los aspectos generales del presente tema de tesis, se detalla la construcción de viaductos elevados en el mundo, el desarrollo ferroviario y la construcción de viaductos en el Perú, además, se hace un análisis de la problemática actual del transporte en Lima Metropolitana y el impacto que ha causado en la población la construcción de los últimos proyectos para el transporte masivo como el Metropolitano y el Tramo I de la Línea I del Metro de Lima. Y por último, se hace una breve descripción de la Red Básica del Metro de Lima, un proyecto futuro.

En el segundo capítulo se describen las condiciones del proyecto: datos generales, descripción de la obra y las condiciones del sitio donde se desarrolla (tráfico, clima, vegetación, suelo, etc.).

El tercer capítulo contiene el marco teórico. Aquí se definen y clasifican a las diferentes estructuras que conforman el viaducto (cimentaciones, pilares, vigas cajón). Se describe detalladamente al concreto preesforzado, poniendo un mayor

énfasis en el concreto postensado y sus ventajas. En este capítulo también se estudian las pérdidas de fuerza de preesfuerzo.

En el cuarto capítulo se muestra la información geotécnica, el análisis de ingeniería y diseño de zapatas, pilares, vigas cajón, diafragmas, bordes típicos, etc. Esta información fue elaborada por el Contratista y presentada a la AATE (Autoridad Autónoma del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao) en el Expediente Técnico Final.

En el quinto capítulo se describen los recursos empleados (equipos, materiales y mano de obra), se explica detalladamente todo el proceso constructivo del Viaducto, la planificación de los trabajos y los tiempos de ejecución. Asimismo, se muestra la problemática durante su construcción, las medidas y soluciones adoptadas, sus impactos en el proyecto, los comentarios a las soluciones empleadas y otras alternativas de solución a lo ejecutado.

Finalmente, en el sexto capítulo se muestran las conclusiones y recomendaciones.

El autor de la presente tesis perteneció al equipo del Supervisor de la Obra, por lo que la memoria de cálculo, programación y planeamiento fueron elaborados por el Contratista y se presentan en la tesis como respaldo al proceso constructivo del viaducto que viene a ser el objetivo principal.

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1. CONSTRUCCIÓN DE VIADUCTOS ELEVADOS EN EL MUNDO A TRAVÉS DEL TIEMPO.

El tren es el símbolo de una Revolución Industrial que se inició entre los siglos XVIII y XIX, en Inglaterra y que se expandió en muy poco tiempo por gran parte del mundo.

Desde que comenzaron a circular los primeros trenes (década de 1830), hubo necesidad de construir puentes y viaductos que posibilitara que el ferrocarril ampliara su área de influencia sobre el territorio.

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. El requisito de poca inclinación de las vías de ferrocarriles forzó la construcción de puentes para unir dos puntos que se encontraban a niveles similares, pero separados por una hondonada o un valle.

La tendencia a no construir grandes viaductos se vio fomentada, aparte de los condicionamientos geográficos, por el objetivo imperante durante el siglo XIX de reducir los costos de construcción de las líneas de ferrocarril. Este hecho hizo que los ingenieros ciñeran los trazados ferroviarios al terreno en perjuicio de la posibilidad de acortar distancias y tiempos de recorrido mediante la construcción de mayores viaductos. Sin embargo, si ésta fue la tendencia predominante en la construcción de líneas de ferrocarril durante el siglo XIX, las líneas que se iniciaron ya en el siglo XX, especialmente a partir de 1920, empezaron a contar entre sus obras de infraestructura con mayores puentes y viaductos.

Durante los primeros compases de la vida del tren, la construcción con hierro se encontraba todavía en fase experimental si bien, el inicio de los puentes metálicos (que han acabado siendo el símbolo de la infraestructura ferroviaria), es ligeramente anterior al nacimiento del propio ferrocarril. Este hecho propició que los ejemplos de puentes metálicos en las primeras líneas fueran contados y

que la amplia mayoría de las obras de paso que se construyeron en esta primera época se solucionarían con técnicas ya establecidas: puentes arco de piedra y soluciones en madera, de carácter más provisional.

En la Figura N°1.01 y Figura N°1.02 se muestran dos ejemplos de estos primeros puentes ferroviarios, uno en arco de piedra (Landwasser) y otro en madera (Cabin Creek).

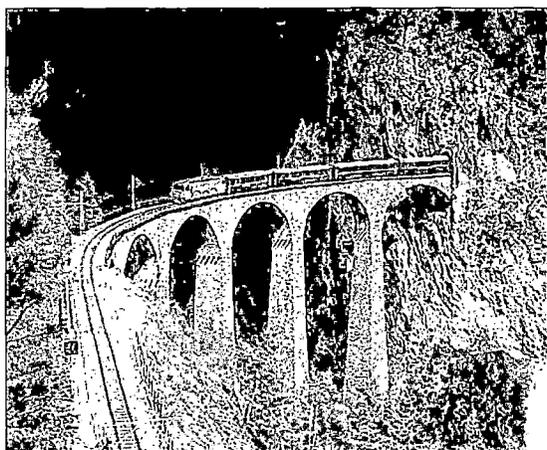


Figura N° 1.01. Viaducto de piedra sobre el río Landwasser en los Alpes suizos (1848-1854).

Fuente: RailPictures.net

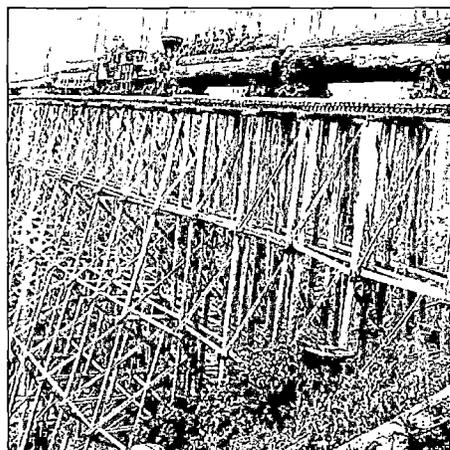


Figura N° 1.02 Puente de madera de Cabin Creek bajo una prueba de carga (1916).

Fuente: RailPictures.net

El ferrocarril empezó a demandar rápidamente soluciones más exigentes, en cuanto a carga a soportar, más adecuadas, en lo referente al trazado, y también más rápidas y económicas de construir; se fomentó así una rica época de experimentación, durante el segundo tercio del siglo XIX, en la que las tipologías tradicionales y novedosas convivieron. Los materiales empleados eran la piedra, la madera y el hierro.

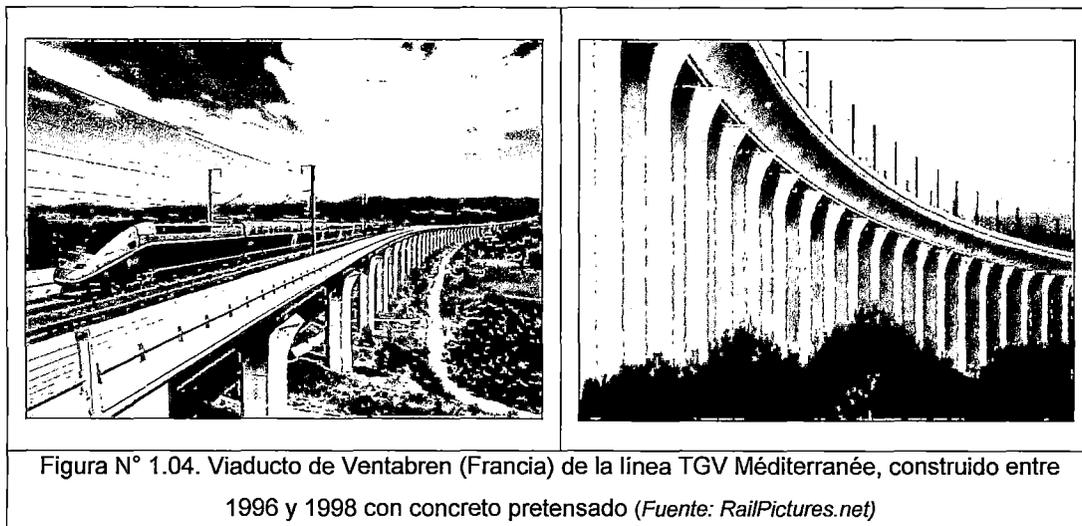
Fue el desarrollo del acero y el dominio de la celosía el que marcó el fin de un período, en el que convivieron tipologías y materiales, para pasar a otro en el que la ejecución de puentes pasa a contar con un único material y con un modo estructural generalizado.

En la Figura N°1.03 puede apreciarse un viaducto que, construido en Francia entre el 1881 y el 1884, utiliza la celosía en forma de viga, pilar y también de arco.



A finales del siglo XIX apareció un nuevo material, el concreto armado, pero su uso en los puentes de ferrocarril no se generalizó hasta los años 20 del siglo XX, década en la que se inició la tarea de reconstruir y crear nuevas redes que impulsaran el progreso económico de Europa tras la Primera Guerra Mundial. Si el concreto armado ofrecía, por su propia naturaleza, posibilidades limitadas para abordar grandes luces trabajando como dintel (lo que explica la abundancia de puentes arco de concreto que se construyeron en la segunda mitad del siglo XX), la invención por Freyssinet del concreto pretensado, y el desarrollo de todas las tecnologías asociadas a este concepto, hicieron posible la construcción de puentes de gran envergadura y dificultad.

Paralelamente al desarrollo del concreto armado se producía una disminución del impulso ferroviario como consecuencia de la irrupción del automóvil. Esta tendencia se ha mantenido hasta a finales del siglo XX cuando, el desarrollo en toda Europa y Asia de líneas de Alta Velocidad, ha supuesto un impulso gigantesco en la construcción de una nueva red de líneas de ferrocarril caracterizadas por unas condiciones de trazado muy exigentes, tanto en planta como en elevación, que conducen a la construcción de numerosos puentes (Ver Figura N°1.04), en general de gran longitud y altura.



En consecuencia, la alta velocidad ferroviaria ha llevado al extremo la idea, que se inició en el siglo XIX con las primeras líneas de ferrocarril, en la que ya no era el camino el que se adaptaba a los puentes y túneles, sino que eran éstos los que debían acomodarse al camino.

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) (Ver Figura N°1.05).



Uno de los viaductos más famosos en la actualidad es indudablemente el Viaducto Millau, cerca de Millau en el sur de Francia, que es un puente atirantado cruzando el valle del Río Tarn. Fue diseñado por el ingeniero francés Michel Virlogeux, en colaboración con el reconocido arquitecto Norman Robert Foster. El Viaducto Millau es el puente vehicular más alto del mundo, con el punto más elevado a 343 metros, un poco más alto que la Torre Eiffel y solo 38 m. más corto que el rascacielos Empire State. Fue oficialmente inaugurado el 14 de diciembre del 2004.

1.2. DESARROLLO FERROVIARIO EN EL PERÚ.

1.2.1 El Ferrocarril Central

El Ferrocarril Central es una de las obras más portentosas de la ingeniería mundial. Está constituido por una línea férrea de trocha normal o estándar que se extiende desde el puerto del Callao hasta Huancayo, con una extensión de 346 km. y de La Oroya a Cerro de Pasco con 132 km. Actualmente, es operado por la empresa peruana Ferrocarril Central Andino (FCCA) y cuenta con diversos proyectos para continuar con su modernización.

En su recorrido el Ferrocarril Central cruza el punto ferroviario considerado uno de los más altos del mundo ubicado en el Túnel de Galera (4,781 m.s.n.m.); el Ferrocarril cruza además 69 túneles, 58 puentes y seis tramos en zigzag. Entre los puentes más importantes y conocidos mundialmente figuran el Viaducto de Carrión y el Puente Infiernillo. También destaca el Viaducto de Chaupichaca.

a) Viaducto de Carrión

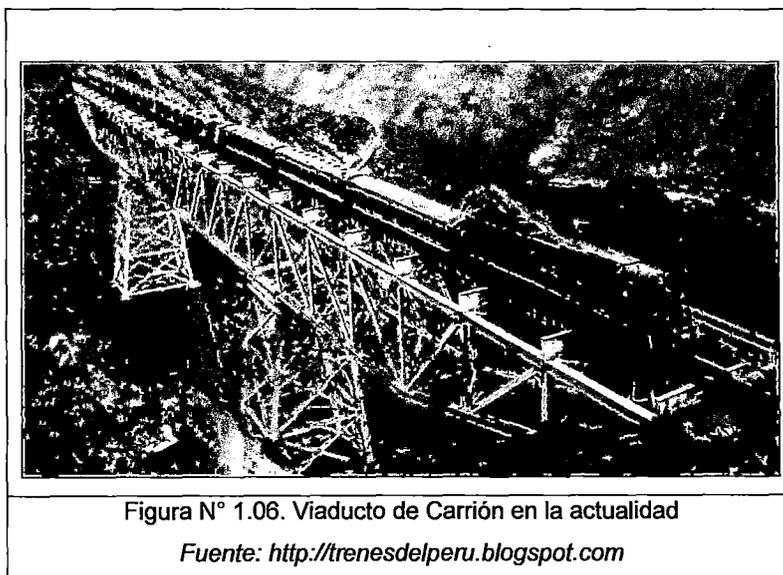
El Viaducto de Carrión o Verrugas es el más extenso del Ferrocarril Central. Fue construido en el año 1937. Mide 175 m de largo y 80 m de altitud. Se ubica en el Distrito de San Bartolomé, Provincia de Huarochirí, a una altitud de 1800 m.s.n.m (Ver Figura N° 1.06).

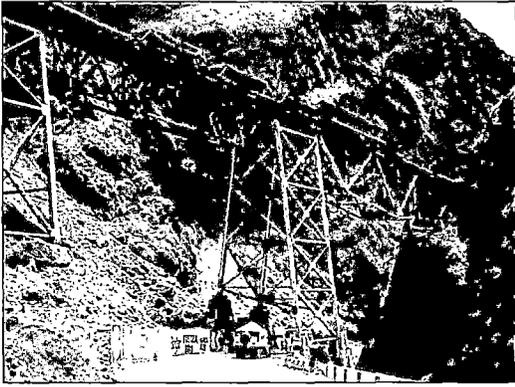
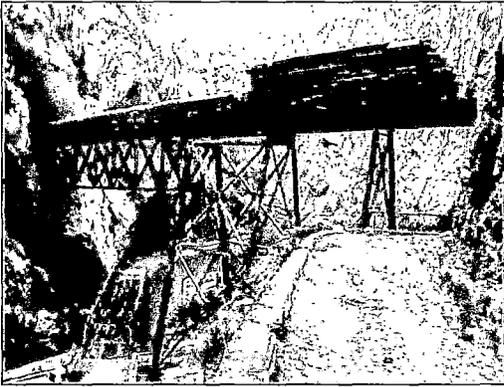
b) Viaducto de Chaupichaca

Su estructura está conformada por celosía Warren y viga armada. Fue construido en 1909. Tiene una longitud de 122.8 m y es el 2do. viaducto más largo del Ferrocarril Central. Se sitúa en el Distrito de San Mateo de Huanchor, Provincia de Huarochirí y a una altitud de 2900 m.s.n.m. (Ver Figura N° 1.07).

c) Puente El Infiernillo

Su estructura está conformada por celosía Warren y viga armada y fue construido en 1908. Tiene una longitud de 62 m. Este puente une 2 túneles de cerro a cerro. Está situado en el Distrito de San Mateo de Huanchor, Provincia de Huarochirí y a una altitud de 3300 m.s.n.m. (Ver Figura N° 1.08).



	
<p>Figura N° 1.07. Viaducto ferroviario Chaupichaca. <i>Fuente: http://trenesdelperu.blogspot.com</i></p>	<p>Figura N° 1.08. Puente Infiernillo en la actualidad. <i>Fuente: http://trenesdelperu.blogspot.com</i></p>

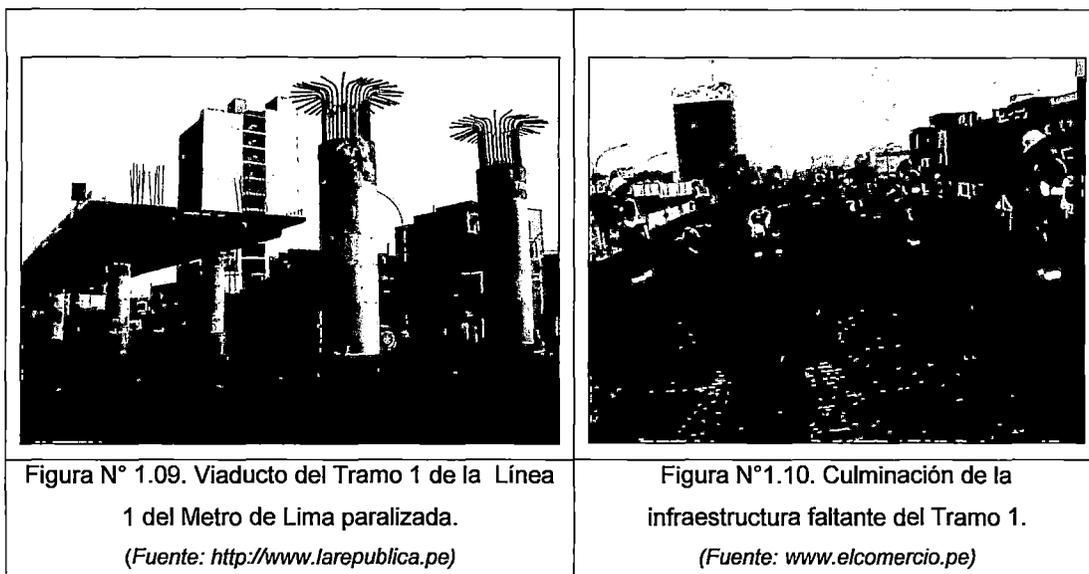
1.2.2 El Tren Eléctrico de Lima: Línea 1

El Gobierno Peruano en 1986 decidió implementar y ejecutar el Proyecto de Transporte Ferroviario Urbano para Pasajeros a fin de mejorar el transporte deteriorado, ordenando la creación de AATE (Autoridad Autónoma del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao) bajo el control del Ministerio de Transportes y Comunicaciones para la construcción de la Línea 1 del Metro Norte-Sur de Lima.

El 28 de abril de 1990 se dispuso la inauguración de la obra. Sin embargo, al tener un tramo corto (9.2 km) que no llegaba a ingresar a los distritos céntricos y de mayor demanda de Lima, el Metro quedó como una obra inutilizable y la construcción del tramo restante fue suspendida debido a las dificultades financieras (Ver Figura N°1.09).

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, compuesto por las constructoras Odebrecht (Brasil) y Graña y Montero (Perú) 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 (Ver Figura N°1.10). La inauguración del Tramo 1 se realizó el 11 de Julio de 2011.



La Línea 1 del Metro de Lima inició su operación comercial desde el 5 de Abril del 2012 después del período de pruebas que duró aproximadamente 3 meses.

La construcción del Tramo 2 de la Línea 1 se inició el 10 de Abril de 2012 en San Juan de Lurigancho (Estación Bayóvar) y en paralelo también en la zona de la Av. Miguel Grau (Estación El Ángel), el proyecto contempla la construcción de puentes y cruces especiales y consta de 12,4 kilómetros de viaducto elevado con 10 estaciones (Ver Figura N°1.11). Con el proyecto finalizado del Tramo 1 y 2 se completa lo que será la Línea 1 del Metro de Lima con 34 kilómetros y 26 estaciones.

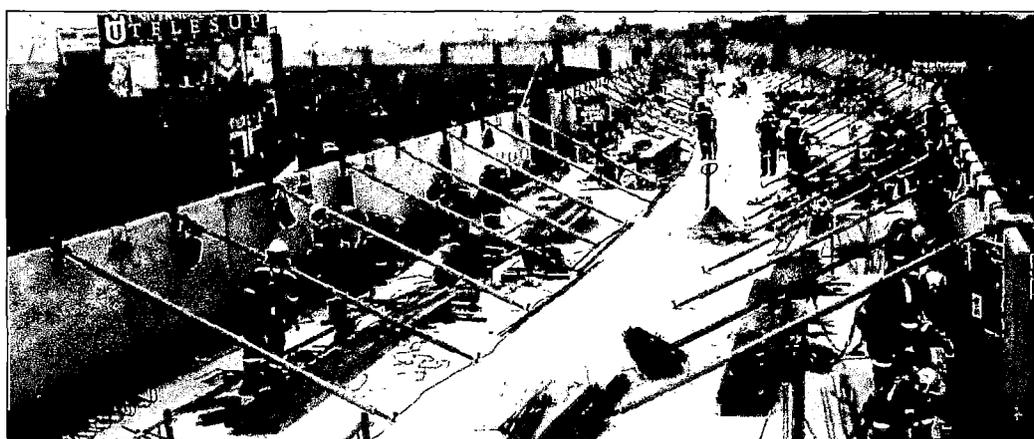
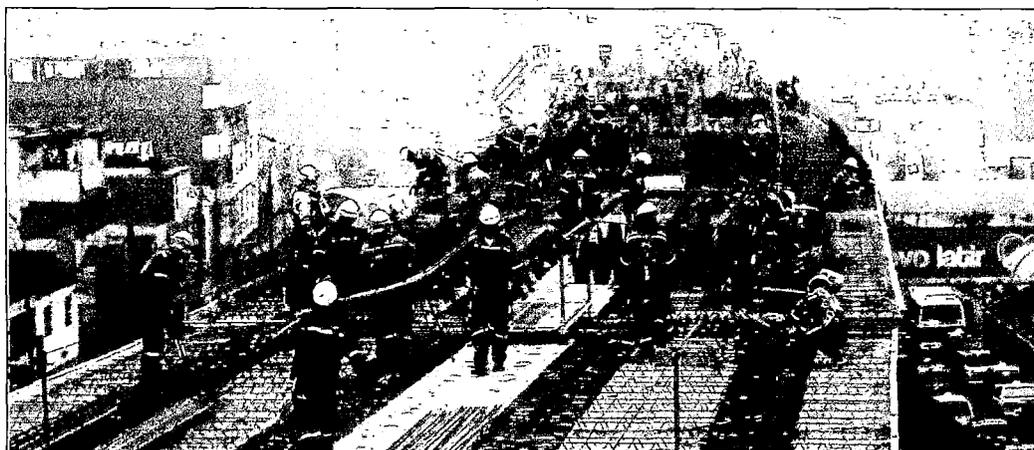


Figura N° 1.11. Construcción de la Superestructura del viaducto elevado del Tramo 2 de la Línea 1 del Metro de Lima (Fuente: Propia).

1.3 EL TRANSPORTE EN LIMA

1.3.1 La problemática del transporte en Lima Metropolitana

El tema del transporte en Lima, es en sí mismo un complejo mundo que sufren a diario todos los habitantes, de tal forma que en los últimos años, esta problemática se ha vuelto preocupante, generando a la ciudad pérdidas millonarias en viajes horas – hombre, reducción de los niveles de calidad de vida, gasto de energías renovables, contaminación, etc. (Ver Figura N°1.12).

Las causas se deben a una serie de factores que se detallan a continuación:

- Falta de una única autoridad, como un consorcio, que regule y gestione el transporte en la ciudad. Así, actualmente, existen una serie de direcciones y entidades que se encargan de un mismo problema, como el Ministerio de Transporte y Comunicaciones, la Municipalidad de Lima y sus entes pertinentes (Gerencia de Transporte Urbano y Protransporte), la Municipalidad del Callao y finalmente, la Región Callao, de tal forma que cada uno tiene una visión distinta de la ciudad, desarrollando independientemente sus planes, generando muchas veces conflictos sin tener una organización integral del sistema.
- Gran cantidad de rutas de transporte urbano, que actualmente cuentan con 487 líneas, solo en la Provincia de Lima, además de las 177 rutas que tiene el Callao muchas de ellas con recorridos de gran longitud, atravesando la ciudad de extremo a extremo (casi 50 km), en unidades de transporte pequeños y de mediano tamaño, inadecuados para desplazarse diariamente en esos recorridos, generando agotamiento y malestar tanto entre los chóferes como en los pasajeros.
- Excesivo número de unidades de transporte, con 25,874 vehículos en total, de las cuales el 43.60 % son combis que compiten de manera informal por obtener pasajeros, produciéndose por un lado una sobreoferta y ocupación del espacio de circulación, lo que ocasiona gran parte del tráfico (para tener una idea, los pasajeros de 8 combis caben en un bus del Metropolitano y 80 combis caben en uno de los trenes del Metro de Lima), y por el otro un aumento del número de accidentes en las pistas.
- Sobreoferta de taxis (250,000 unidades, cuando debería haber la mitad y 7,000 taxis colectivos), con el mismo problema de los vehículos de transporte público.
- Falta de un fomento por parte de los gobiernos locales, del desarrollo de sistemas de movilidad alternativa de menor escala, como la bicicleta.

- Crecimiento urbano desordenado de manera expansiva y con muy baja densidad, lo que ocasiona un gasto enorme en el desarrollo de infraestructuras de transporte y que además, se de una dependencia en el uso del automóvil como único medio de transporte (800,000 unidades).



Figura N° 1.12. Caos y congestión vehicular en la Av. Javier Prado (Fuente: <http://laprensa.pe>).

1.3.2 Percepción ciudadana acerca del transporte en Lima Metropolitana.

Lima es una ciudad de ocho millones de habitantes. Ciudad grande, en la que desde la década de 1960 y como producto del boom demográfico, la densidad poblacional fue aumentando y las periferias se fueron poblando. La mayoría de los limeños no trabajan en los mismos distritos en los que viven, por lo que la movilidad por motivos laborales es fundamental. Lo mismo ocurre con la movilidad para acudir al centro de estudios. Esto hace de la movilización una de las necesidades más importantes de los limeños.

El Observatorio Ciudadano Lima Como Vamos (promovida por la Asociación UNACEM, la Asociación Civil Transparencia, el Grupo RPP, la PUCP y la Cooperación Alemana (GIZ)) presentaron los resultados de la nueva edición de la Encuesta Lima Cómo Vamos correspondiente al año 2012.

Se recoge la opinión ciudadana sobre diferentes aspectos que influyen en la calidad de vida de los ciudadanos de Lima , la encuesta presenta resultados

sobre la satisfacción con la ciudad y las percepciones sobre diferentes aspectos entre ellos la evolución del Sistema de Transporte Urbano y la movilidad.

La encuesta se realizó a 1920 personas mayores de 18 años, residentes en Lima Metropolitana durante el mes de Noviembre del 2012. El margen de error para el conjunto de la muestra es de $\pm 2.24\%$ y para cada estrato es de $\pm 5\%$.

A continuación se muestran los cuadros que reflejan la opinión de los encuestados y se hace un breve análisis de las cifras:

Cuadro N° 1.01. Los problemas de la ciudad de Lima

RESPUESTAS	Total 2010	Total 2011	Total 2012	ZONAS					NSE		
				Lima Centro	Lima Este	Lima Suroeste / Sureste	Lima Norte	Lima Sur	A/B	C	D/E
La delincuencia, la inseguridad ciudadana	73.3%	80.4%	73.6%	73.7%	61.8%	75.5%	77.7%	81.4%	69.6%	75.0%	77.3%
El transporte público	55.4%	45.9%	49.7%	44.3%	53.4%	58.5%	52.3%	37.2%	56.2%	48.9%	41.6%
La contaminación ambiental	50.8%	47.8%	34.4%	37.2%	27.0%	29.6%	36.0%	44.1%	31.1%	36.6%	35.8%
El comercio informal / comercio ambulatorio	27.8%	30.0%	25.5%	29.3%	42.1%	27.3%	16.9%	12.4%	31.5%	26.5%	15.6%
La limpieza pública / acumulación de basura	20.9%	19.4%	24.6%	23.7%	20.4%	13.7%	28.0%	35.2%	18.2%	27.0%	30.2%
La falta de cultura ciudadana ²	-	-	21.3%	22.0%	16.2%	24.7%	21.1%	24.5%	24.6%	20.7%	17.2%
El monto de los arbitrios e impuestos municipales	16.1%	12.2%	19.2%	25.2%	29.8%	20.2%	11.3%	12.1%	22.1%	18.9%	15.4%
Mantenimiento de las pistas y vceredas	13.4%	14.4%	12.7%	11.4%	9.6%	18.0%	10.8%	15.6%	12.2%	11.4%	15.5%
La falta de árboles y áreas verdes	14.2%	10.0%	10.2%	11.9%	10.4%	4.1%	11.2%	13.2%	7.2%	11.1%	13.3%
La falta de apoyo a la cultura	14.5%	12.9%	9.5%	10.5%	9.5%	6.2%	11.6%	9.3%	9.6%	10.6%	7.9%
La falta de agua potable	8.9%	8.3%	5.6%	4.4%	5.7%	3.4%	4.7%	9.0%	4.8%	4.4%	8.3%
No sabe / No responde	1.0%	0.6%	0.7%	0.3%	0.8%	0.7%	1.2%	0.0%	0.3%	0.5%	1.5%

Fuente: Encuesta Lima Cómo Vamos 2012. Observatorio Ciudadano Lima Cómo Vamos. Lima 2012.

Del Cuadro N°1.01 se deduce:

- Los tres principales problemas de la ciudad siguen siendo la inseguridad ciudadana, el transporte público y la contaminación ambiental.
- El transporte público ocupa el segundo puesto en la lista de los principales problemas de la ciudad (49.7%), con un aumento de 3.8% respecto del año anterior. El tercer lugar lo ocupa la contaminación ambiental (un problema muy ligado al transporte urbano), aunque el

porcentaje de menciones se ha reducido de 47.8% en el 2011 a 34.4% en el 2012.

Cuadro N° 1.02. Medio principal para movilizarse en la Ciudad, 2010 - 2012 y por zonas

RESPUESTAS	Total 2010	Total 2011	Total 2012	ZONAS				
				Lima Centro	Lima Este	Lima Suroeste / Sureste	Lima Norte	Lima Sur
Combi o couster	46.8%	43.8%	40.0%	45.1%	44.7%	36.5%	34.6%	41.1%
Bus	22.0%	22.9%	22.0%	25.0%	23.7%	20.1%	22.3%	19.6%
Camino o voy a pie	9.2%	6.2%	9.2%	15.4%	6.4%	7.5%	8.9%	11.2%
Automóvil propio	8.6%	8.8%	8.8%	4.5%	9.6%	22.6%	4.4%	5.3%
Metropolitano	-	4.8%	5.7%	0.9%	0.9%	1.4%	16.6%	3.6%
Colectivo	4.5%	4.3%	4.5%	3.3%	5.7%	0.9%	5.9%	4.4%
Mototaxi	2.9%	3.6%	2.4%	0.5%	4.7%	0.5%	0.9%	3.9%
Taxi	3.2%	2.8%	2.1%	2.3%	0.9%	5.1%	1.3%	2.2%
Motocicleta propia	0.5%	1.1%	1.4%	1.9%	0.9%	1.5%	0.4%	3.1%
Otro	0.8%	0.8%	1.2%	0.5%	1.8%	1.0%	0.9%	1.2%
Metro de Lima	-	-	1.0%	0.0%	0.0%	1.5%	0.0%	3.9%
Bicicleta	1.1%	1.0%	0.9%	0.4%	0.0%	1.0%	2.2%	0.4%
No sabe, no precisa	0.5%	0.0%	0.7%	0.4%	0.9%	0.5%	1.4%	0.0%

Fuente: Encuesta Lima Cómo Vamos 2012. Observatorio Ciudadano Lima Cómo Vamos. Lima 2012.

Del Cuadro N° 1.02 se deduce:

- El 1% de habitantes utiliza el Tramo I de la Línea I del Metro de Lima. Los habitantes de la Zona Lima Sur son los que más usan el Metro (3.9%).
- El 77.7% de habitantes de Lima utiliza transporte público (combi o couster, bus, Metropolitano, mototaxi, taxi, Metro de Lima y colectivos) para movilizarse en la ciudad.
- El 75.6% se mueve en transporte colectivo (combi o couster, bus, Metropolitano, Metro de Lima, mototaxis y colectivos) mientras que sólo un 12.3% se mueve en transporte individual (auto propio, taxi y moto). El uso del Metropolitano se incrementó del 2011 al 2012: de 4.8% a 5.7%.

Cuadro N° 1.03. Medio por el cual se moviliza, según sexo, grupo de edad y nivel socioeconómico

RESPUESTAS	Total 2012	Sexo		Grupo de edad			NSE		
		Mujer	Hombre	18 a 29 años	30 a 44 años	45 años o más	A/B	C	D/E
Combi o couster	40.0%	41.6%	39.3%	39.6%	39.7%	41.7%	34.3%	42.7%	46.0%
Bus	22.0%	22.6%	21.8%	26.5%	17.4%	20.7%	27.0%	18.0%	19.7%
Camino o voy a pie	9.2%	10.7%	8.5%	8.3%	10.2%	9.6%	6.4%	10.8%	11.8%
Automóvil propio	8.8%	5.1%	10.7%	5.2%	11.9%	11.1%	12.9%	8.2%	2.3%
Metropolitano	5.7%	7.4%	4.9%	6.4%	5.6%	4.4%	7.2%	5.8%	2.9%
Colectivo	4.5%	4.2%	4.6%	5.8%	3.8%	2.6%	5.1%	4.8%	2.8%
Mototaxi	2.4%	3.8%	1.7%	2.3%	2.3%	2.8%	0.5%	2.7%	5.4%
Taxi	2.1%	1.8%	2.2%	2.1%	1.7%	2.8%	2.6%	2.1%	1.1%
Motocicleta propia	1.4%	0.0%	2.1%	1.1%	1.6%	1.7%	1.0%	1.4%	2.0%
Otro	1.2%	0.2%	1.7%	0.9%	1.8%	0.6%	1.0%	0.9%	1.9%
Metro de Lima	1.0%	2.0%	0.5%	0.8%	1.9%	0.0%	0.8%	0.7%	2.0%
Bicicleta	0.9%	0.3%	1.2%	0.4%	0.9%	2.0%	0.6%	0.9%	1.4%
No sabe, no precisa	0.7%	0.4%	0.9%	0.6%	1.2%	0.0%	0.6%	1.0%	0.6%

Fuente: Encuesta Lima Cómo Vamos 2012. Observatorio Ciudadano Lima Cómo Vamos. Lima 2012.

Del Cuadro N°1.03 se deduce:

- Los ciudadanos de los sectores D/E son quienes más utilizan el Metro de Lima. En cuanto al Metro de Lima, el grupo de vecinos que tiene entre 30 y 44 años es el que más usa dicho servicio. Por su parte, las mujeres cuadruplican a los hombres como usuarias del Metro.

Cuadro N° 1.04. El Metro de Lima, 2012 y por zonas

RESPUESTAS	Total 2012	ZONAS				
		Lima Centro	Lima Este	Lima Suroeste / Sureste	Lima Norte	Lima Sur
Rapidez	80.3%	72.6%	91.6%	75.6%	64.4%	87.7%
Puntualidad	6.8%	10.7%	4.3%	9.4%	11.2%	3.2%
El bajo costo del boleto	5.4%	7.5%	0.0%	5.6%	4.5%	6.8%
Comodidad	2.5%	3.7%	0.0%	0.0%	7.6%	2.3%
Limpieza	2.0%	1.9%	0.0%	5.6%	4.0%	0.0%
Trato del personal	1.6%	0.0%	0.0%	1.7%	8.3%	0.0%
Orden	1.4%	3.6%	4.1%	2.0%	0.0%	0.0%
Las señales y mensajes de orientación	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%

Fuente: Encuesta Lima Cómo Vamos 2012. Observatorio Ciudadano Lima Cómo Vamos. Lima 2012.

Del Cuadro N°1.04 se deduce:

- La rapidez destaca como el aspecto más valorado por la mayoría de usuarios del Metro de Lima (80.3%), especialmente en Lima Este, donde la valoración de la rapidez alcanza un 91.6%.

Cuadro N° 1.05: El Metropolitano, 2011 - 2012 y por zonas

RESPUESTAS	Total 2011	Total 2012	Lima Centro	Lima Este	Lima Suroeste / Sureste	Lima Norte	Lima Sur
Rapidez	37.4%	67.5%	69.4%	70.6%	75.4%	62.1%	66.7%
Puntualidad	10.6%	10.0%	7.4%	11.2%	8.7%	8.0%	16.0%
El bajo costo del boleto	9.5%	7.0%	6.2%	7.0%	6.3%	8.5%	5.3%
Comodidad	6.6%	4.9%	3.7%	4.4%	0.0%	7.0%	6.7%
Limpieza	14.5%	4.1%	2.4%	0.0%	6.2%	5.0%	4.1%
Las señales y mensajes de orientación		2.5%	2.5%	0.0%	3.4%	4.2%	0.0%
Orden	8.2%	2.3%	5.9%	4.5%	0.0%	2.7%	0.0%
Trato del personal	5.9%	1.8%	2.5%	2.3%	0.0%	2.5%	1.3%

Fuente: Encuesta Lima Cómo Vamos 2012. Observatorio Ciudadano Lima Cómo Vamos. Lima 2012.

Del Cuadro N°1.05 se deduce:

- Los aspectos más valorados del Metropolitano son la rapidez (67.5%) y la puntualidad (10%). Cabe destacar que el porcentaje de valoración de la rapidez del Metropolitano casi se ha duplicado del 2011 al 2012: de 37.4% a 67.5%.

Cuadro N° 1.06. Satisfacción con el medio de transporte utilizado, 2010 - 2012 y por zonas.

RESPUESTAS	Total 2010	Total 2011	Total 2012	ZONAS				
				Lima Centro	Lima Este	Lima Suroeste / Sureste	Lima Norte	Lima Sur
Insatisfecho (1-2)	43.2%	37.5%	33.5%	31.0%	34.3%	34.4%	28.6%	39.6%
Ni satisfecho ni insatisfecho (3)	37.4%	34.3%	43.8%	54.9%	46.0%	44.5%	39.4%	40.6%
Satisfecho (4-5)	18.9%	26.8%	22.2%	13.5%	19.2%	21.1%	31.4%	19.2%
No precisa	0.4%	1.4%	0.5%	0.6%	0.5%	0.0%	0.6%	0.5%

Fuente: Encuesta Lima Cómo Vamos 2012. Observatorio Ciudadano Lima Cómo Vamos. Lima 2012.

Del Cuadro N°1.06 se deduce:

- Si bien el 43.8% de limeños se muestra indiferente (ni completamente satisfecho ni completamente insatisfecho) con el medio de transporte que utiliza, el grado de insatisfacción ha ido disminuyendo progresivamente. Esto podría demostrar que los ciudadanos perciben que el transporte en la ciudad está mejorando, pero aún quedan muchos asuntos por resolver.
- Un punto a tomar en cuenta es que el grado de satisfacción con el medio de transporte utilizado se redujo en el 2012 con respecto al 2011.

Cuadro N° 1.07. Percepción de la evolución del servicio de transporte público usado, 2010 - 2012 y por zonas

RESPUESTAS	Total 2010	Total 2011	Total 2012	ZONAS				
				Lima Centro	Lima Este	Lima Suroeste / Sureste	Lima Norte	Lima Sur
Mucho mejor / Algo mejor	21.9%	26.9%	24.3%	13.4%	20.3%	19.8%	32.9%	26.3%
Igual	49.7%	55.6%	60.4%	75.9%	61.9%	60.3%	52.4%	60.9%
Algo peor / Mucho peor	27.5%	15.5%	12.4%	10.6%	17.3%	14.6%	7.8%	11.7%
No sabe / No responde	0.9%	2.0%	3.0%	0.0%	0.6%	5.3%	6.9%	1.1%

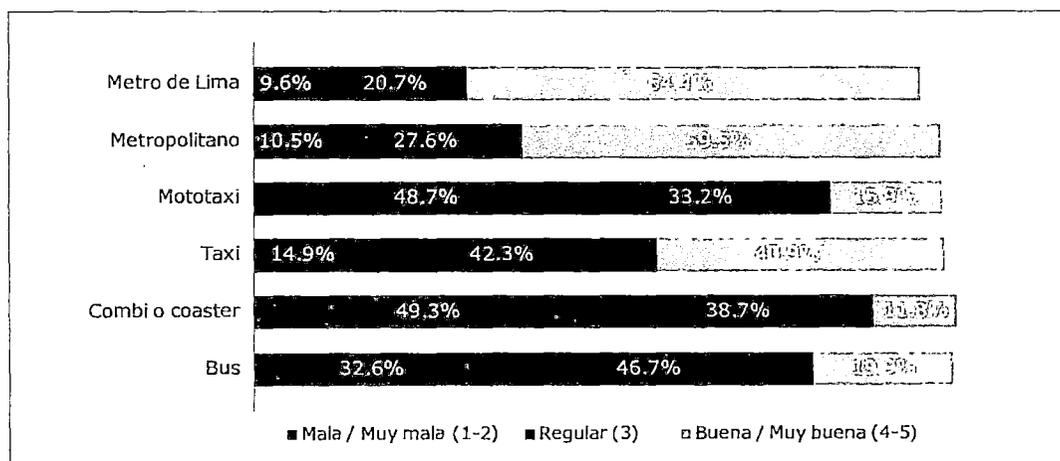
Fuente: Encuesta Lima Cómo Vamos 2012. Observatorio Ciudadano Lima Cómo Vamos. Lima 2012.

Del Cuadro N°1.07 se deduce:

- Cada vez hay menos personas que consideran que el servicio de transporte que utilizan está peor o mucho peor. De cada 10 habitantes de Lima, 6 consideran que el servicio de transporte que utilizan está igual (ni mejor ni peor).

Cuadro N° 1.08: Calificación de los servicios de transporte público en Lima

RESPUESTAS	Mala / Muy mala (1-2)	Regular (3)	Buena / Muy buena (4-5)	No precisa
Buses	32.6%	46.7%	19.9%	0.8%
Coaster o combis	49.3%	38.7%	11.8%	0.3%
Los taxis	14.9%	42.3%	40.9%	1.9%
Mototaxis	48.7%	33.2%	15.9%	2.2%
Metropolitano	10.5%	27.6%	59.5%	2.3%
Metro de Lima	9.6%	20.7%	64.4%	5.2%

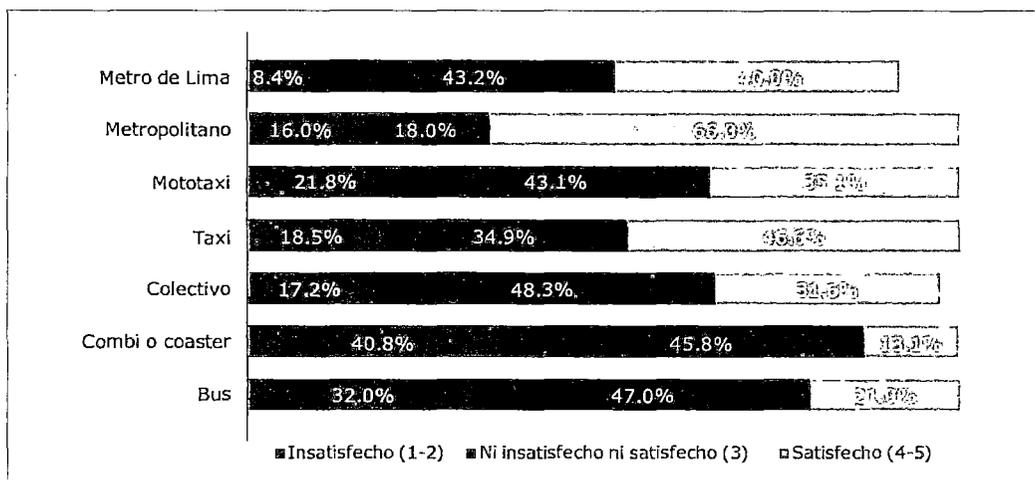


Fuente: Encuesta Lima Cómo Vamos 2012. Observatorio Ciudadano Lima Cómo Vamos. Lima 2012.

Del Cuadro N°1.08 se deduce:

- El Metro de Lima tiene la mejor calificación como servicio de transporte público (64.4%), seguido por el Metropolitano (59.5%). En su mayoría, la calificación de los buses es regular (46.7%), así como la de los taxis (42.3%). Las coasters y combis tienen la peor calificación: cerca de la mitad de limeños considera que su servicio es malo o muy malo (49.3%). Situación similar presentan los mototaxis, con 48.7% de opinión desfavorable.

Cuadro N° 1.09. Satisfacción con el medio de transporte que utiliza, 2012



Fuente: Encuesta Lima Cómo Vamos 2012. Observatorio Ciudadano Lima Cómo Vamos. Lima 2012.

Del Cuadro N° 1.09 se deduce:

- El 40% de los ciudadanos se encuentra satisfecho con el servicio que brinda el Metro de Lima. Un punto a favor es que solamente el 8.4% de los ciudadanos se encuentra insatisfecho con el servicio de este medio de transporte.

1.4 PROYECTOS FUTUROS DE TRANSPORTE MASIVO: RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA.

En el año 2005 la Secretaría Técnica del Consejo de Transporte de Lima y Callao ST-CTLC (institución adscrita al Ministerio de Transporte y Comunicaciones - MTC) solicitó a la Agencia de Cooperación Técnica del Japón

- JICA la formulación de un Plan Maestro de Transporte Urbano, el cual consideró una red de 7 líneas para el Metro de Lima. Sin embargo, el plan fue desestimado y reemplazado el año 2010 por otro denominado Red Básica del Metro de Lima.

La nueva red básica, incluyó inicialmente 5 líneas de metro para la capital. Fue aprobada mediante Decreto Supremo 059-2010-MTC, el cual constituyó el marco legal que permitiría luego el desarrollo de los estudios necesarios para establecer los trazos definitivos, la localización de las estaciones y el inicio de las gestiones para la reserva de los derechos de vía correspondientes. La mencionada norma indicó que el Ministerio de Transportes y Comunicaciones podrá, mediante Resolución Ministerial, modificar la Red Básica del Metro de Lima - Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. De hecho, en agosto de 2013 se incorporó una línea más (Línea 6), quedando la red constituida de la siguiente manera:

Línea 1: Avenida Separadora Industrial, Avenida Pachacútec, Avenida Tomás Marsano, Avenida Aviación, Avenida Grau, Jirón Locumba, Avenida 9 de Octubre, Avenida Próceres de la Independencia, Avenida Fernando Wiese.

Línea 2: Avenida Guardia Chalaca, Avenida Oscar Benavides, Avenida Germán Amezaga, Avenida Venezuela, Avenida Arica, Paseo Colón, Paseo de la República, Avenida 28 de Julio, Avenida Nicolás Ayllón, Avenida Víctor Raúl Haya de la Torre (Carretera Central).

Línea 3: Avenida Alfredo Benavides, Avenida Larco, Avenida Arequipa, Avenida Garcilaso de la Vega, Avenida Tacna, Avenida Pizarro, Avenida Túpac Amaru, Avenida Rosa de América, Avenida Universitaria.

Línea 4: Avenida Elmer Faucett, Avenida La Marina, Avenida Sánchez Carrión, Avenida Salaverry, Avenida Canevaro, Avenida José Pardo de Zela, Avenida Canadá, Avenida Circunvalación, Avenida Javier Prado.

Línea 5: Avenida Huaylas, Avenida Paseo de la República, Avenida República de Panamá, Avenida Miguel Grau.

Línea 6: Avenida Angamos (Primavera), Avenida Pérez Aranibar (Ex Avenida Del Ejército), Avenida Bertolloto, Avenida Universitaria, Avenida Los Alisos, Avenida Túpac Amaru.

CAPÍTULO II CONDICIONES DEL PROYECTO

2.1 DATOS GENERALES DEL PROYECTO

- Obra:** Metro de Lima, Línea 1, Tramo 2: Av. Grau – San Juan de Lurigancho: *Construcción del Viaducto de viga cajón postensada de sección variable de tres luces en el Cruce Av. Santa Rosa.*
- Ubicación:** Departamento de Lima, Distrito de San Juan de Lurigancho, Cruce de las avenidas Próceres de la Independencia con Santa Rosa de Lima.
- Tramo:** Tramo U – Módulo MU8 – km 32+220.591 a km 32+314.225.
- Cliente:** AATE (Autoridad Autónoma del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo)
- Contratista:** CONSORCIO TREN ELÉCTRICO (Odebrecht – Graña y Montero)
Contrato de Ejecución de Obra por Concurso Oferta – Precios Unitarios.
Licitación Pública LP N° 001-2011-AATE
- Sub-Contratistas:** STUP de Colombia
UNICON
Aceros Arequipa
Ulma Encofrados
- Proyectista:** T. Y. LIN International
- Supervisor:** CONSORCIO CESEL S. A. - PÖYRY
Contrato N° 002-2011-MTC/33

Concurso Público CP N° 004-2011-AATE

Presupuesto de la construcción del Viaducto en el Cruce Santa Rosa

Cuadro N°2.1. Valores comparativos de los presupuestos

Presupuesto total de la Línea 1 – Tramo 2	US\$ 900'610,620.14 incluido IGV
Presupuesto Expediente Técnico Definitivo	US\$ 2'664012.16 incluido IGV
Presupuesto Real ejecutado	US\$ 2'649864.13 incluido IGV
Diferencia	US\$ 14,148.03 incluido IGV

*Fuente: Elaboración Propia***Plazo de Ejecución de Trabajos**

Fecha de inicio Contractual de Trabajos: 24/07/2012
Fecha de Término Contractual de Trabajos: 18/10/2012
Plazo para Ejecución de Trabajos: 87 días Calendario

Fecha de inicio real de Trabajos: 13/06/2012
Fecha de término real de Trabajos: 15/10/2012
Plazo Ejecutado: 105 días Calendario

2.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

Este viaducto en estudio es una estructura porticada con superestructura tipo cajón postensada de sección variable, vaciada in situ, de 3 tramos, con una luz central de 42m y tramos laterales de 25.817m, que se extienden entre las columnas U33-U34-U35-U36 con una longitud total de 93.63m (Ver Figura N° 2.02).

La sección típica consta de una viga cajón de una sola celda con un ancho total interno (sin incluir bordes típicos) de 8.36m. La losa del tablero es de espesor variable, con un espesor mínimo de 20cm (centro del tablero y extremo de volados) y un máximo de 45cm (sobre almas). Las almas son de espesor uniforme de 40cm. La losa inferior tiene un ancho de 5.00m, el espesor de la losa tiene un mínimo de 20cm en la zona de flexión positiva (ejes U33, U36 y

centro del vano U34 – U35), y se incrementa hasta 40cm en la zona de máximos momentos negativos (ejes U34 y U35)

Los pilares que sirven de apoyo a la superestructura presentan variadas características y se emplean diferentes soluciones estructurales:

- **Pilar U33**

Tipo	: Monocolumna de concreto armado.
Cimentación	: Superficial, Zapata 7.5m x 10.0m, h: 2.0m
Columna	: Octogonal 1.55m x 2.30m
Viga Cabezal	: Ancho = 2.40m, Largo = 7.50 m Peralte Variable = 1.50m - 2.20m

- **Pilar U34**

Tipo	: Monocolumna de concreto armado.
Cimentación	: Superficial, Zapata 9.0m x 12.8m, h: 2.5m
Columna	: Octogonal – alargado 1.60m x 3.20m

- **Pilar U35**

Tipo	: Monocolumna de concreto armado.
Cimentación	: Superficial, Zapata 9.0m x 12.8m, h: 2.5m
Columna	: Octogonal – alargado 1.60m x 3.20m

- **Pilar U36**

Tipo	: Bi-columna de concreto armado.
Cimentación	: Superficial, Zapata 8.0m x 13.0m, h: 2.0m
Columna	: Octogonal 1.40m x 1.40m
Viga Cabezal	: Ancho = 2.20m, Largo = 13.38 m Peralte Variable

En el caso de los pilares U34 y U35, la unión de la superestructura con la subestructura es monolítica (Ver Figura N°2.03). Estructuralmente estas columnas tienen la armadura de refuerzo dispuestas alrededor de tres núcleos circulares traslapados confinados por medio de estribos circulares para un óptimo confinamiento y una mayor ductilidad en el caso del evento extremos de sismo.

En los pilares U33 y U36, las cargas verticales de la superestructura se transmiten al pilar por medio de apoyos elastoméricos (neoprenos) colocados sobre las vigas cabezales. El pilar U36 también forma parte de la Estación Santa Rosa.

La altura de las columnas es variable, según la pendiente del trazo geométrico y el terreno natural (Ver Figura N° 2.02).

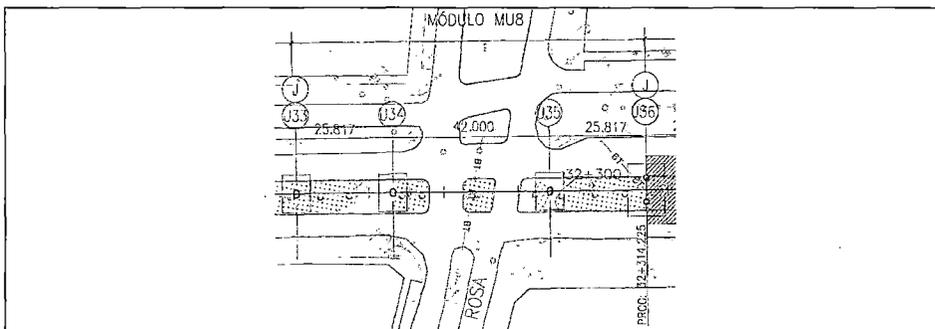


Figura N° 2.01. Plano de ubicación de columnas del viaducto en el Cruce Santa Rosa

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea 1- Tramo 2, AATE

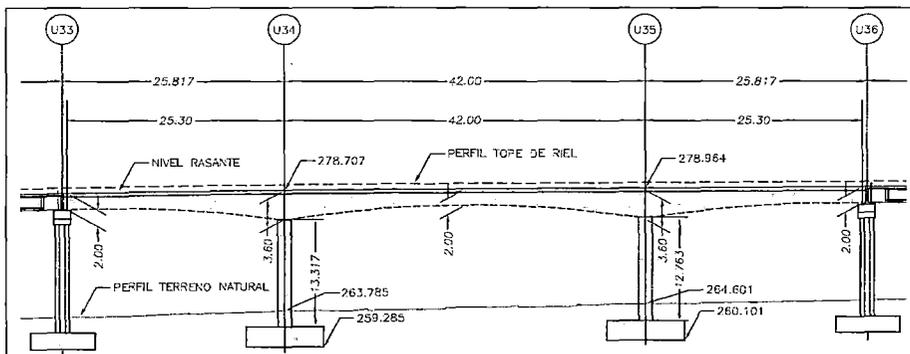


Figura N° 2.02. Vista general en elevación del viaducto en el Cruce Santa Rosa

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea 1- Tramo 2, AATE

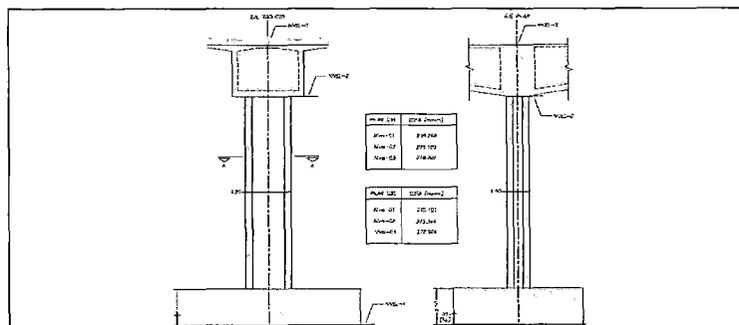


Figura N° 2.03. Sección transversal típica y elevación lateral

Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea 1- Tramo 2, AATE

2.3 CONDICIONES DEL SITIO

2.3.1. Tráfico

En la intersección de la Av. Próceres de la Independencia con la Av. Santa Rosa de Lima (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 los cuadros:

Cuadro N°2.2. Volumen vehicular en hora punta en la zona en estudio (Mañana)

Vía	Volumenes vehiculares en la hora de máxima demanda (veh/hora) (UCP)			
	NS	SN	EO	OE
Av. Próceres	1629	1662		
Av. Santa Rosa			615	178

Fuente: Plan de Desvío de Tránsito Tramo 2 – Línea 1 del Metro de Lima, AATE.

Cuadro N°2.3. Volumen vehicular en hora punta en la zona en estudio (Tarde)

Vía	Volumenes vehiculares en la hora de máxima demanda (veh/hora) (UCP)			
	NS	SN	EO	OE
Av. Próceres	1429	1761		
Av. Santa Rosa			530	191

Fuente: Plan de Desvío de Tránsito Tramo 2 – Línea 1 del Metro de Lima, AATE.

2.3.2 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.

2.3.3 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.

2.3.4 Suelo

El tramo especificado en el presente estudio se encuentra sobre depósitos fluvio torrenciales proveniente de las quebradas transversales del río Rímac, observándose en las calicatas y perforaciones diamantinas realizadas, material areno limoso a areno gravoso de coloración pardo oscura con clastos sub-angulosos a angulosos que generalmente son de rocas ígneas englobadas en una matriz areno limosa con tamaño de clastos de hasta 20cm.

Los sondajes de perforación diamantina realizados en este sector arrojan los siguientes resultados (Ver Cuadro N°2.4):

Cuadro N° 2.4. Sondajes de perforación diamantina.

Tramo	Sondaje	Ubicación de Progresiva (Km)	Profundidad	Profundidad de Estratos	Litología	Clasificación
SECTOR A'	S-16	32+340	20	0.00-0.05	Tierra vegetal	TV
				0.05-0.40	Arena limosa	SM
				0.40-2.60	Arena mal graduada	SP
				2.60-7.75	Grava mal graduada	GP
				7.75-8.00	Grava bien graduada limosa	GW-GM
				8.00-11.50	Grava mal graduada	GP
				11.50-12.70	Arena mal graduada limosa	SP-SM
				12.70-17.55	Grava mal graduada	GP
				17.55-17.90	Grava limosa	GM
				17.90-20.00	Arena mal graduada	SP

Fuente: Informe de Estudios Geotécnicos: Sector A y A' Línea 1-Tramo 2 Metro de Lima.

En el Anexo A3 de adjunta el Informe de Estudios Geotécnicos del Sector A y A' del Tramo 2 de la Línea 1 del Metro de Lima donde se presenta a detalle los ensayos geotécnicos llevados en el sector A' al cual corresponde el viaducto en estudio. En el Anexo A4 también se adjunta el Perfil Geotécnico del Tramo II.

2.3.5 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.

CAPÍTULO III MARCO TEÓRICO

3.1 CIMENTACIONES EMPLEADAS EN VIADUCTOS.

La cimentación en el viaducto tiene la función de transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una cimentación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobreesforzar a éste. Sobreesforzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla cortante del suelo, provocando daños a la estructura. Por esto, los ingenieros geotecnistas y estructurales que diseñan cimentaciones deben evaluar la capacidad de carga de los suelos.

El terreno, al recibir cargas que son transmitidas por la cimentación, tiende a deformarse en una o en varias de sus capas, dependiendo de la compresión y las propiedades del mismo, las cuales pueden variar con el tiempo o con algunos de los factores como es la variación del volumen de vacíos como consecuencia de la compactación del terreno el cual produce asentamientos en la superficie de contacto entre la cimentación y el terreno.

Los cimientos juegan un papel muy importante en el viaducto ya que éstos son los que distribuyen las cargas de la estructura hacia el suelo, de tal manera que el suelo y los materiales que lo constituyen tengan una capacidad suficiente para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas. Dependiendo de la interacción del suelo y la cimentación, las características de ésta cambiará en cuanto a su tipo, forma, tamaño, costo, etc. Afectando, a su vez, significativamente el diseño de la superestructura, el tiempo de construcción del viaducto y, en consecuencia, los costos de la obra.

Una cimentación para viaducto deberá cumplir tres requisitos fundamentales:

- a) El nivel de cimentación deberá estar a una profundidad tal que se encuentre libre del peligro de los cambios de volumen del suelo, capa freática y excavaciones posteriores.

- b) Tendrá unas dimensiones tales que no superen la estabilidad o capacidad portante del suelo.
- c) No deberá producir un asiento en el terreno que no sea absorbible por la estructura (asientos admisibles).

3.2 TIPOS DE CIMENTACIONES

Dependiendo de la estructura y suelos encontrados se usan varios tipos de cimentación:

3.2.1 Cimentaciones superficiales

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas.

En estructuras importantes, tales como los viaductos y puentes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se produzcan deterioros. Las cimentaciones superficiales se clasifican en:

3.2.1.1 Zapatas Aisladas

Estas sirven de base para elementos estructurales puntuales como son los pilares; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite. El término zapata aislada se debe a que se usa para asentar un único pilar, de ahí el nombre de aislada (Ver Figura N°3.01). Es el tipo de zapata más simple, son empleadas para pilares aislados en terrenos de buena calidad, cuando la excentricidad de la carga del pilar es pequeña o moderada, cuando el momento flector en la base del pilar es excesivo no son adecuadas y en su lugar deben emplearse zapatas combinadas o zapatas corridas en las que se asienten más de un pilar.

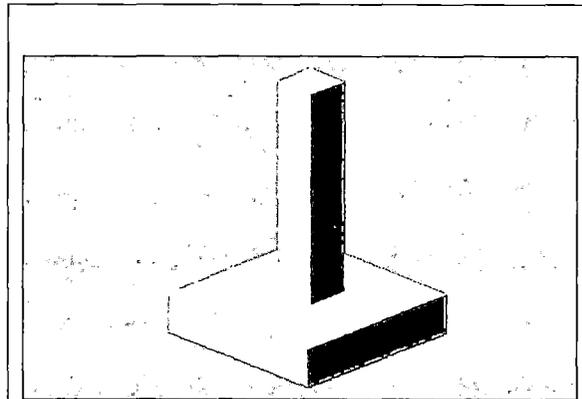


Figura N°3.01. Zapata aislada cuadrada.

Fuente: www.elconstructorcivil.com

3.2.1.2 Zapatas Corridas.

Las zapatas corridas se emplean para cimentar muros portantes, o hileras de pilares alineados relativamente próximos (Ver Figura N°3.02). Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal. Estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas.

Otro caso en el que resultan útiles es cuando se requieren muchas zapatas aisladas próximas, resultando más sencillo realizar una zapata corrida.

Las zapatas corridas pueden tener sección rectangular, escalonada o estrechada cónicamente. Sus dimensiones están en relación con la carga que han de soportar, la resistencia a la compresión del material y la presión admisible sobre el terreno.

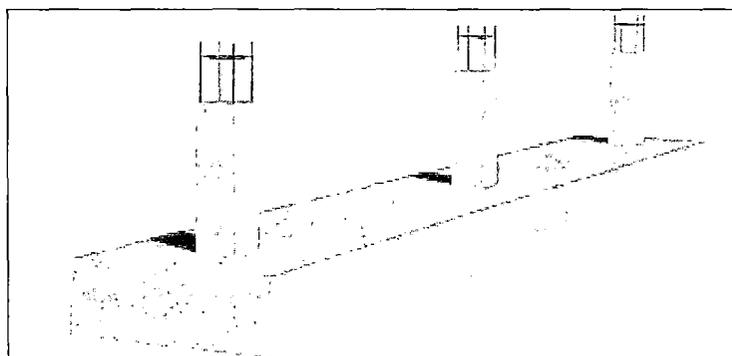


Figura N°3.02. Zapata corrida soportando 3 pilares.

Fuente: <http://maquinariayconstruccion.blogspot.com>

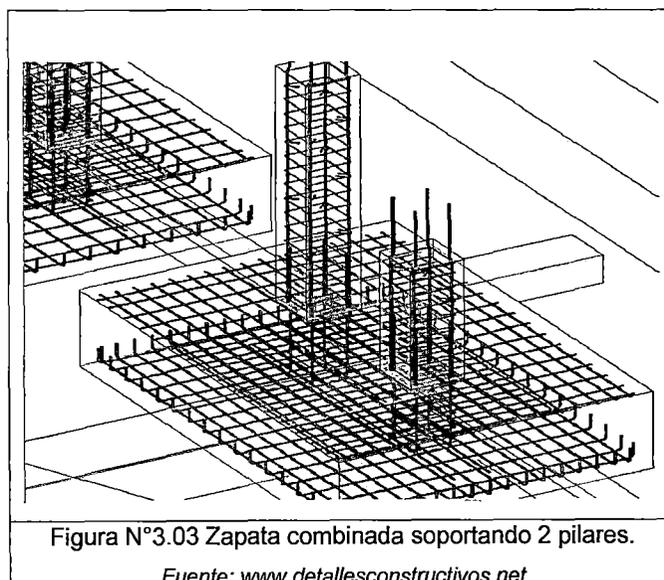
3.2.1.3 Zapatas combinadas

Se conoce como zapata combinada la resultante de la unión de zapatas aisladas que transmiten conjuntamente al terreno los esfuerzos a los que están sometidas, producidos por acciones directas o indirectas.

Cuando la capacidad portante del terreno es pequeña o moderada, existen varios pilares muy próximos entre sí, o bien las cargas por pilar son muy elevadas; el dimensionamiento de los cimientos puede dar lugar a zapatas aisladas muy cercanas, incluso solapadas. En ese caso se podrá recurrir a la unión de varias zapatas en una sola, llamada zapata combinada cuando recoja dos o más pilares (Ver Figura N°3.03).

El diseño de zapatas combinadas es recomendable para evitar movimientos o asentamientos diferenciales excesivos entre varios pilares, ya sea por una variación importante de sus cargas o por posibles heterogeneidades del terreno de cimentación.

Asimismo, si en la base del pilar se producen momentos flectores importantes, lo que puede dar lugar a excentricidades grandes, las zapatas combinadas constituyen una solución apropiada, ya que podrán facilitar que, en su conjunto, la carga total se sitúe relativamente centrada con el centro de gravedad de la zapata.



3.2.2 Cimentaciones profundas

Se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno.

En este tipo de cimentaciones los métodos más utilizados son los pilotes y pilas perforadas para estructuras más pesadas cuando se requiere gran profundidad para soportar la carga. Los pilotes son miembros estructurales hechos de madera, concreto o acero, que transmiten la carga de la superestructura del viaducto a los estratos inferiores del suelo. Según como transmiten sus cargas al subsuelo, los pilotes se dividen en 2 categorías: pilotes de fricción y pilotes de punta. En el caso de los pilotes de fricción, la carga de la superestructura es soportada por los esfuerzos cortantes generados a lo largo de la superficie lateral del pilote. En los pilotes de punta, la carga soportada es transmitida por su punta a un estrato firme con la suficiente capacidad de carga como para soportar la estructura.

El proceso constructivo de pilotes perforados empleando encamisado o entubación recuperable se muestra en la Figura N°3.04, donde:

1. Excavación manteniendo las paredes de la perforación con tubería (paso 1)
2. Colocación de la armadura (paso 2).
3. Concretado mediante tubo Tremie y extracción simultánea de la tubería de revestimiento (paso 3 y 4).
4. Pilote terminado (paso 5).

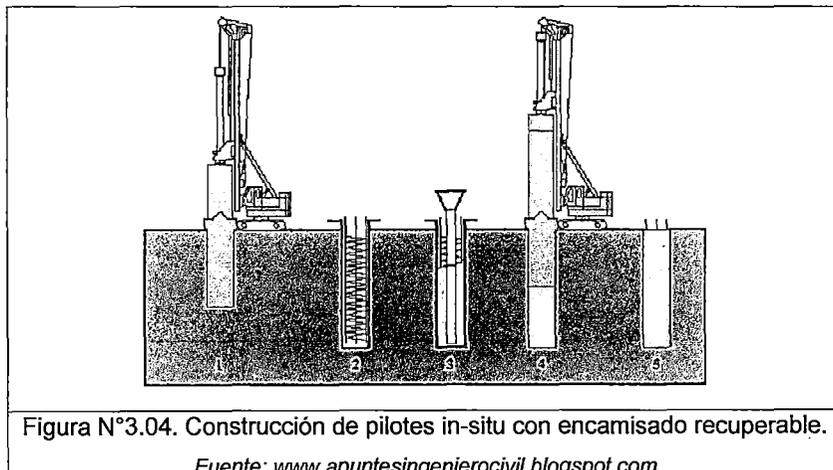
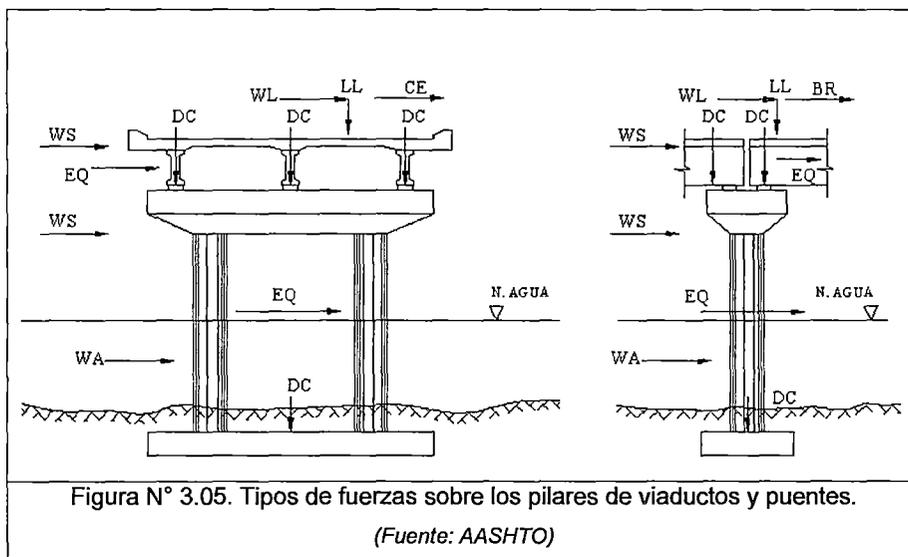


Figura N°3.04. Construcción de pilotes in-situ con encamisado recuperable.

Fuente: www.apuntesingenierocivil.blogspot.com

3.3 PILARES EMPLEADOS EN VIADUCTOS

Los pilares son los apoyos intermedios de la superestructura del viaducto. Estas estructuras deben ser capaces de soportar, además de las cargas, el empuje de los rellenos, fuerzas de sismo, las fuerzas de viento, etc. Estas cargas actúan tanto en el sentido longitudinal como en el transversal (Ver Figura N°3.05).



Existen muchos tipos de pilares como se puede observar en la Figura N°3.06. Entre ellas tenemos:

- Pilares de pórtico abierto con viga cabezal (Ver Figura N°3.06a).
- Pilares con diafragma (Ver Figura N°3.06b).
- Pilares de pórtico cerrado con viga cabezal (Ver Figura N°3.06c).
- Pilares con viga en voladizo (Ver Figura N°3.06d).
- Pilares sólidos (Ver Figura N°3.06e).

Incluso, estos pilares pueden ser de forma hueca para aumentar la rigidez del elemento. Desde el punto de vista del material, los pilares pueden ser de mampostería, concreto ciclópeo, concreto reforzado o concreto preesforzado.

Las pilares de mampostería y concreto ciclópeo se usan para estructuras de poca altura en terrenos resistentes. Mientras que los pilares de concreto armado y preesforzado son comunes para alturas mayores.

Los pilares están compuestos por:

- Base.
- Cuerpo o fuste.
- Corona o remate.

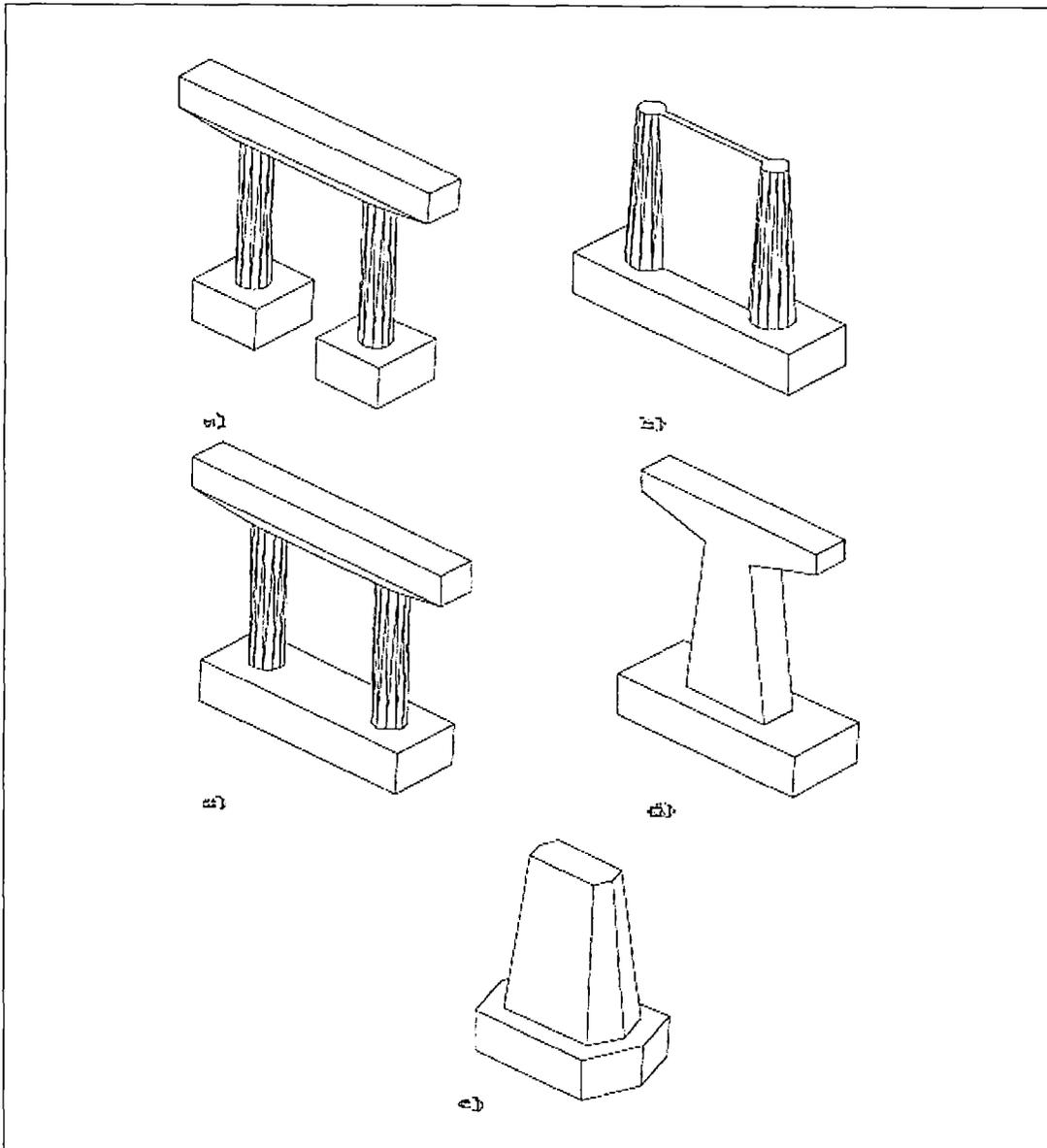
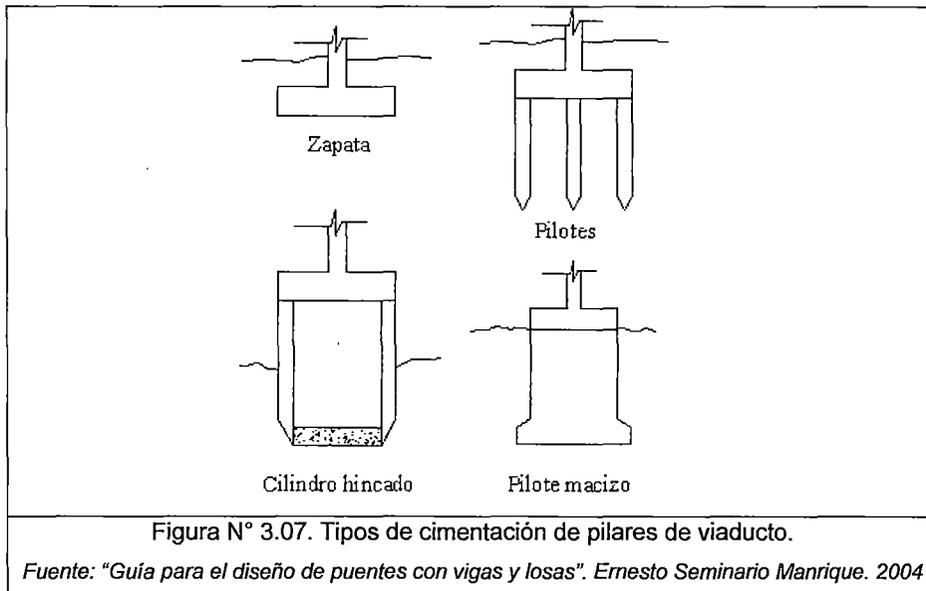


Figura N° 3.06. Tipos de pilares de viaducto.

Fuente: "Guía para el diseño de puentes con vigas y losas". Ernesto Seminario Manrique. 2004

Al igual que los estribos, los pilares de viaducto pueden cimentarse con cimentaciones superficiales o por medio de pilotes o cilindros hincados (Ver Figura N°3.07).



Comúnmente, los pilares se comportan como columnas sujetas a cargas axiales y a momentos en las dos direcciones. Sin embargo, estas condiciones podrían variar dependiendo de las características particulares de cada proyecto.

Los pilares de concreto reforzado o preesforzado tienen formas más variadas. Las más comunes son los pilares porticados y los pilares con viga en voladizo. Igualmente, las secciones más comunes son las rectangulares y las circulares.

3.4 LA 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 Ventajas

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.

3.4.2 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.

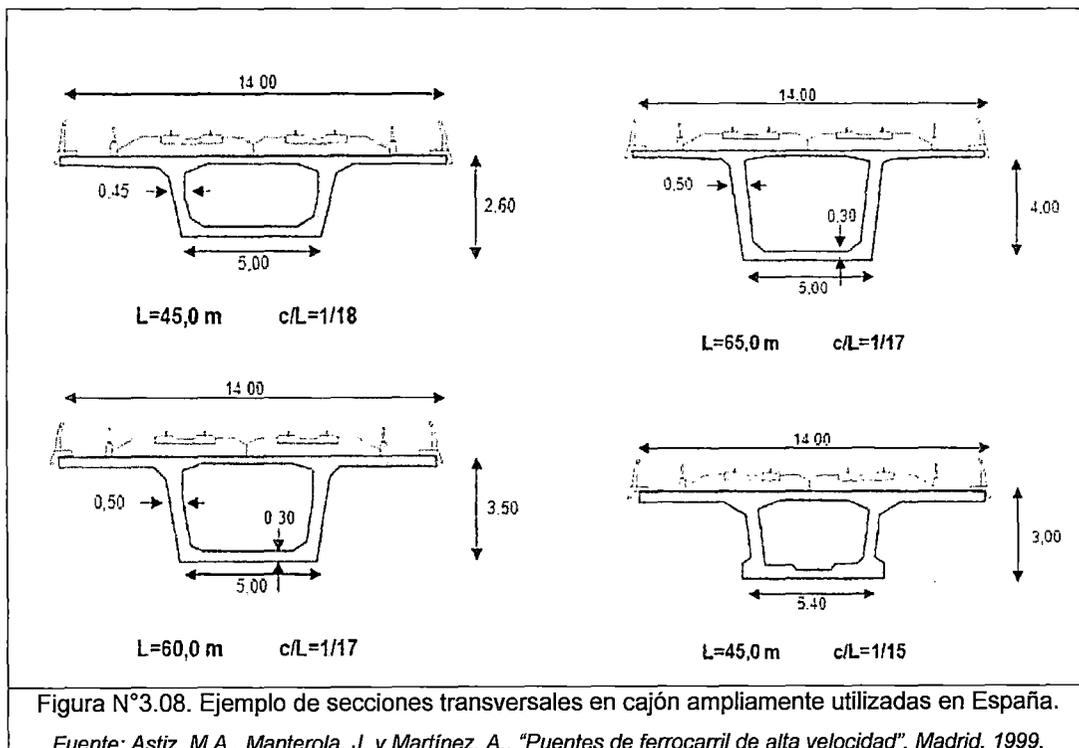
La esbeltez de los tableros en cajón es algo inferior a la de las losas y dependerá del proceso constructivo y sobretodo del esquema estructural longitudinal.

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 y 5,5 metros. Esta losa inferior tiene un peralte transversalmente constante con valores que oscilan entre 20 y 40 cm y que, 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°3.08), se representan las secciones tipo cajón más ampliamente utilizadas en los viaductos en otros países.

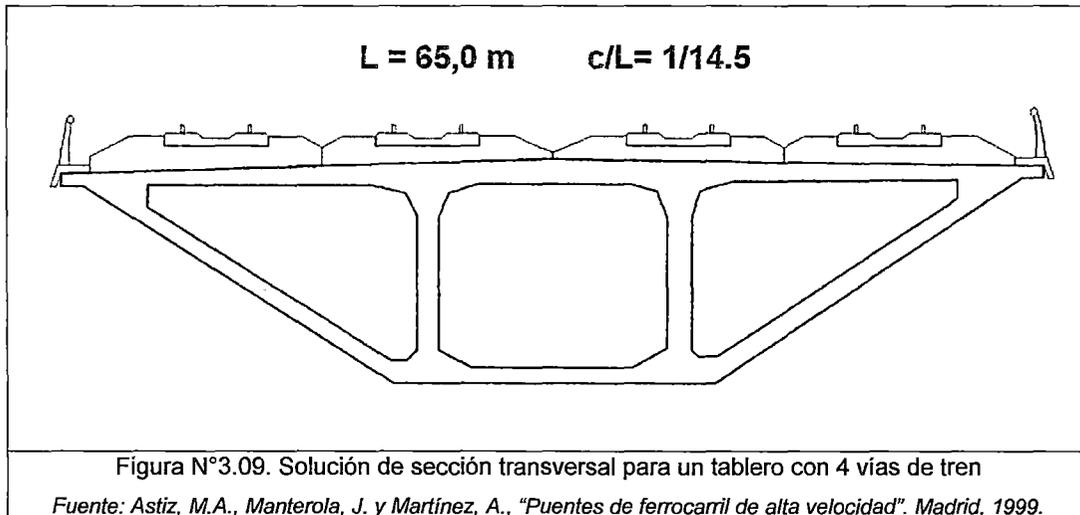


La morfología de peralte variable es la que distribuye el material de la forma más adecuada a la cuantía de las solicitaciones convirtiéndola así en una morfología exclusiva de los tableros de mayor luz y de los puentes con alguna limitación de gálibo. En esta configuración el peralte va creciendo desde el centro de la luz hacia los apoyos. Las curvas de variación del peralte suelen ser parábolas de 2º, 3º ó 4º grado siendo las más utilizadas las de 2º grado.

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 monocelular, 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 monocelular con puntales transversales (Figura N° 3.09). Esta última configuración es la solución que se ha impuesto en los últimos años.



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 CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO EMPLEADO EN ESTRUCTURAS POSTENSADAS.

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 preesfuerzo 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 preesforzado es necesaria por varias razones:

Primero, para minimizar su costo, los anclajes comerciales para el acero de preesfuerzo 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 preesfuerzo. 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 preesforzado 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 preesfuerzo.

3.6 EL CONCRETO PREESFORZADO

Una de las mejores definiciones del Concreto Preesforzado es la del Comité de Concreto Preesforzado del ACI (American Concrete Institute):

“Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos del tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado. En miembros de concreto reforzado se introduce, comúnmente, el preesfuerzo dando tensión al refuerzo de acero”.

Otros autores también definen el Preesfuerzo como:

“La idea fundamental del preesforzado es introducir en los elementos en concreto deformaciones y esfuerzos que contrarresten las deformaciones y los esfuerzos producidos sobre el concreto por las cargas externas. Este proceso se lleva a cabo aplicando una fuerza externa de compresión sobre el concreto antes de que este sea sometido a las cargas de servicio que determinen el uso de la estructura”. (Carlos Vallecilla Bahena, “Puentes en Concreto Postensado”).

“Preesforzado significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura o armadura, con el objeto de mejorar su comportamiento y resistencia bajo diversas condiciones de servicio”. (T.Y.Lin, “Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado”).

“El Concreto Preesforzado consiste en crear deliberadamente esfuerzos permanentes en un elemento estructural para mejorar su comportamiento de servicio y aumentar su resistencia”. (Betancourt Ribotta, Rodríguez Mario, Reinoso Angulo, “Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Preesforzadas”).

3.6.1 Clasificación y tipos de Preesfuerzo

Existen numerosos criterios para clasificar el concreto preesforzado. Los más importantes son:

3.6.1.1 Clasificación del concreto preesforzado según el instante en el que se efectúa la transferencia de la fuerza de preesfuerzo sobre el concreto

a) Concreto pretensado.

El término pretensado se emplea para describir cualquier método de preesfuerzo en el cual se tensan los cables antes de vaciar el concreto. Es evidente que los tendones deberán estar anclados temporalmente contra las paredes de anclaje de acero verticales (denominados montantes) ubicados en los extremos y plataformas de esfuerzo (lecho de esforzado que consiste en una losa de concreto reforzado) en donde son tensados y se transfiere el preesfuerzo al concreto por adherencia después de que ha fraguado. Este procedimiento es particularmente apropiado para la producción en masa y se realiza en Plantas de Prefabricados o en laboratorios en donde existen plataformas permanentes para tal tensado, las mesas de vaciado pueden construirse de varios cientos de metros de longitud. Los cables pueden tenderse sobre toda la longitud de la cama y usarse para vaciar varias vigas en línea al mismo tiempo (Ver Figura N° 3.10).

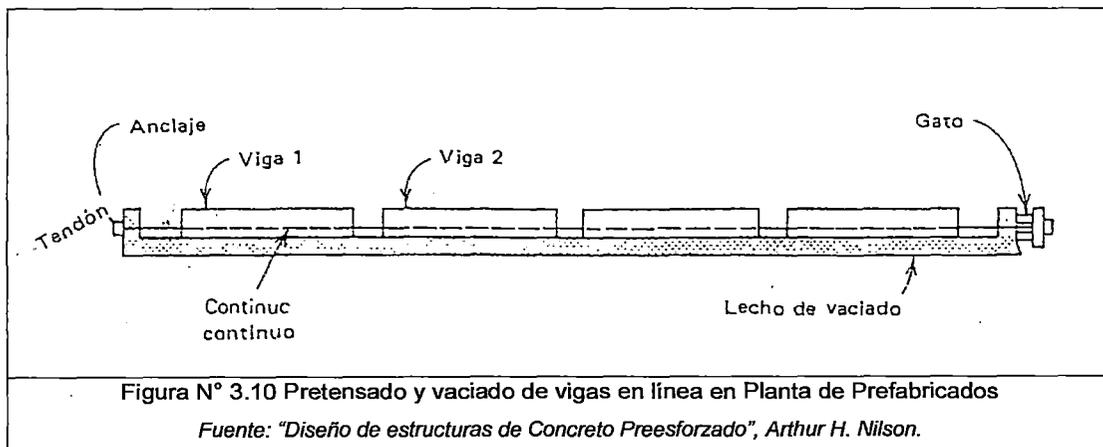


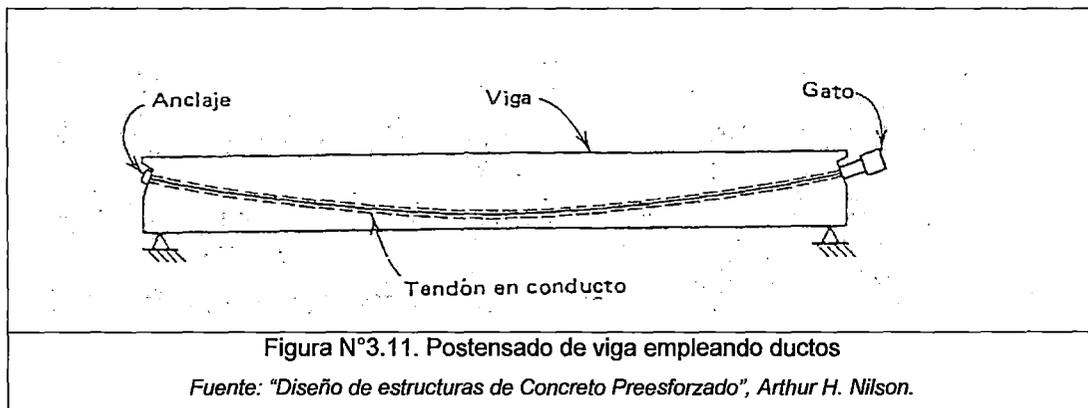
Figura N° 3.10 Pretensado y vaciado de vigas en línea en Planta de Prefabricados

Fuente: "Diseño de estructuras de Concreto Preesforzado", Arthur H. Nilson.

b) Concreto postensado.

En la construcción postensada (Ver Figura N°3.11), los cables se tensan después de vaciar el concreto y de que éste haya adquirido la resistencia deseada. Previamente se colocan los ductos o tubos de plástico o metálicos dentro de ellos por donde cruzarán los cables o tendones de acero de postensado. Una vez que el concreto ha alcanzado la resistencia deseada, se tensionan cada uno de los cables desde los anclajes.

En el postensado es posible tener tendones adheridos o no adheridos. Si son adheridos, los ductos suelen ser de aluminio, acero o algún otro metal. Tras el tensionamiento del acero, se inyecta lechada de cemento en el ducto con el fin de garantizar la adherencia entre el acero de preesfuerzo, el ducto y el concreto circundante. La lechada es también útil para proteger al acero de la corrosión. Si los tendones no van a estar adheridos, los cables deben engrasarse para facilitar su tensado y para protegerlos de la corrosión.



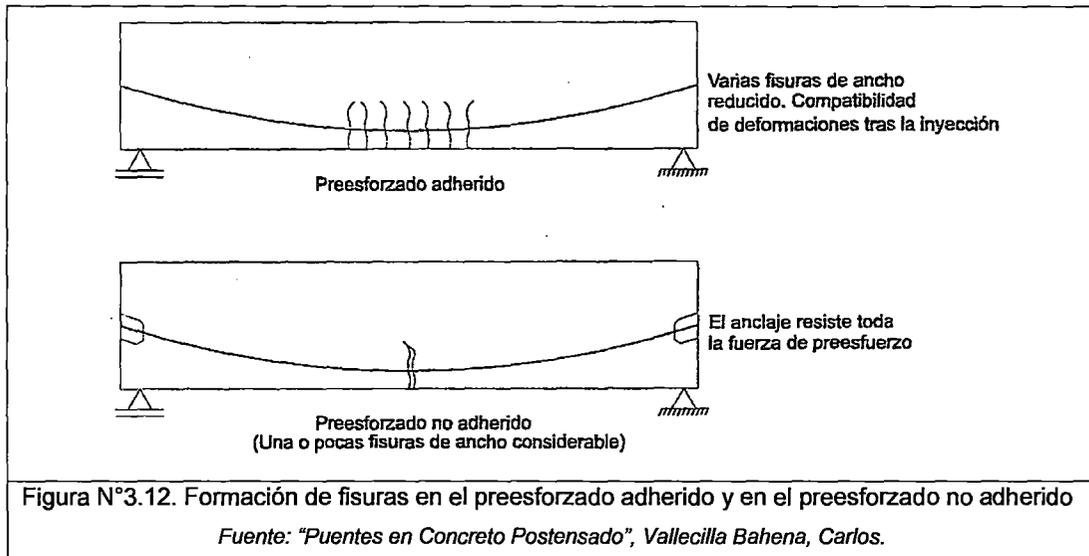
3.6.1.2 Clasificación del concreto preesforzado según la adherencia

a) Preesforzado adherido.

En este caso existe adherencia entre el acero de preesfuerzo y el concreto circundante. Es obvio que el concreto pretensado es siempre adherido. El concreto postensado es adherido si se inyecta lechada de cemento en los ductos, una vez efectuada la transferencia. Esta inyección protege los cables contra la oxidación, incrementa la seguridad de la estructura a la rotura y reduce la separación entre fisuras (el ancho de las fisuras se reduce a medida que su separación disminuye) (Ver Figura N° 3.12).

b) Preesforzado no adherido.

En este tipo de concreto no existe adherencia entre el acero de preesfuerzo y el concreto circundante. De esta forma toda la acción del cable queda supeditada a los anclajes en los extremos. Además, si no existe adherencia entre el acero de preesfuerzo y el concreto, cada incremento de sollicitaciones es resistido por el cable en toda su longitud, lo que produce mayores alargamientos del mismo y por consiguiente aumenta el ancho de las fisuras (Ver Figura N°3.12).



3.6.1.3 Clasificación del concreto preesforzado según el estado final de esfuerzos sobre el concreto

a) Preesforzado total

Se tiene preesforzado total cuando un miembro se diseña para que bajo la carga de trabajo no existan esfuerzos de tensión en el concreto.

b) Preesforzado parcial

El preesforzado parcial se tiene cuando se aceptan tracciones en el concreto. A su vez éste puede ser preesforzado parcial limitado en el que se fija un valor máximo de esfuerzos a tracción en el concreto o preesforzado parcial ilimitado en el que no se establecen esfuerzos máximos de tracción en el concreto.

Para un preesfuerzo parcial se suministran frecuentemente varillas adicionales de acero para reforzar la parte en tensión. En la práctica, a menudo es difícil clasificar una estructura como preesforzada parcial o totalmente, puesto que mucho dependerá de la magnitud de la carga de trabajo usada en el diseño. Por ejemplo, los puentes de las autopistas o viaductos siempre se diseñan para preesfuerzo total, aunque realmente están sujetas a esfuerzos de tensión al paso de los vehículos pesados. Por otra parte, las vigas de los techos diseñadas para preesfuerzo parcial nunca pueden estar sujetas a esfuerzos de tensión, puesto que las cargas vivas supuestas pueden no actuar nunca sobre ellas

3.6.2 Ventajas del concreto preesforzado sobre el concreto armado

Cuadro N°3.01 Ventajas del concreto preesforzado

	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 irrecuperable.	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.

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

3.7 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 detallan en la Sección 3.7.1.

Antes de la aplicación de las cargas externas, los tendones se tensionan contra el concreto, el que en consecuencia, está sometido a esfuerzos de precompresión. 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 preesfuerzo 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 uniformemente 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.

3.7.1 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:

3.7.1.1 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.

3.7.1.2 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 preesfuerzo y concreto, sobrevalorar esta fuerza como subestimar la misma.

CAPÍTULO IV INFORMACIÓN DE INGENIERÍA

4.1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

La información obtenida se basa principalmente en el Informe de Estudios Geotécnicos del Sector A y A' (Ver Anexo A3). Este programa de exploración de campo se llevó a cabo con la finalidad de identificar y realizar la evaluación geotécnica del suelo en la zona de influencia del trazo del viaducto. Fueron realizadas investigaciones de campo directas e indirectas, las cuales consistieron en:

El método directo de las investigaciones de campo para presente estudio fue:

- Mediante excavación de calicatas a cielo abierto.
- Ensayo de SPT y Cono Peck
- Ensayo de Placa de Carga (ASTM-1194)
- Perforaciones Diamantinas.

Y la recolección de muestras para ser ensayadas en el laboratorio.

El método indirecto fue:

- Ensayo Sísmico por la Técnica del MASW para medir las ondas "S".

Mediante este Estudio Geotécnico se realizó la Zonificación Geotécnica del área de trabajo (CTEL-CTE-GEN-MSU-DWG-13119: Perfil Geotécnico-Tramo II. Ver Anexo A4). Además, permitió determinar los parámetros geotécnicos para cada zona y la elaboración del Informe Final (Ver Anexo A3).

El Informe de Estudios Geotécnicos del Sector A incluye tres tramos del viaducto debidamente diferenciados por las siguientes progresivas 21+557.59 - 23+675.591; 23+915.51 - 24+180.59 y 31+207.26 - 33+960, del cual el último tramo se ha denominado como sector A' al cual pertenece el viaducto en estudio (progresivas 32+220.591 - 32+314.225).

El tramo especificado en el presente estudio se encuentra sobre depósitos fluvio torrenciales proveniente de las quebradas transversales del río Rímac, observándose en las calicatas y perforaciones diamantinas realizadas, material

areno gravoso de coloración pardo oscura con clastos sub-angulosos a angulosos englobados en una matriz areno limosa con tamaño de clastos de hasta 40cm.

En el informe Geotécnico se presenta a detalle los ensayos geotécnicos ejecutados en el sector A'. A continuación se presenta los estudios geotécnicos que se realizaron en el sector A', en el cual se encuentra contenido el Tramo U (Módulo MU8):

4.1.1 Estudio Geotécnicos en el tramo en estudio:

Como se puede notar en el documento: **Estudio Geotécnico del Sector A y A'** (Anexo A3), los estudios realizados fueron:

Calicatas: C-15, C-16, C-17, C-18, C-19

Perforaciones Diamantinas: S-15, S-16, S-17

4.1.2 Estudios Geofísicos:

Los estudios geofísicos realizados fueron:

MASW: LW-10, LW-20, LW-32, LW-33

En el Informe Geotécnico se presenta un resumen referente a la evaluación del tramo en análisis y en donde concluyen que las características del suelo en el Tramo U es un material gravoso.

En el siguiente Cuadro N°4.01 se muestra el resumen del análisis de la cimentación para el sector A' aplicable también para el tramo en estudio (Módulo MU8).

Cuadro N°4.01. Resumen del análisis de la cimentación para el Sector A´

Ubicación	Condiciones	Dimensiones de zapata (m x m)	Capacidad de carga última (kg/cm ²)	Profundidad de Cimentación (m)	Capacidad de carga factorada (kg/cm ²)
ZAPATAS DE VIADUCTO	Servicio I	7.50 x 10.00	33.92	4.00	8.16
	Resistencia I		33.29	4.00	14.98
	Evento Extremo X		24.96	4.00	19.97
	Evento Extremo Y		37.64	4.00	30.11
ZAPATAS DE ESTACIÓN DE PASAJEROS	Servicio I	7.00 x 14.00	30.33	4.00	8.16
	Resistencia I		30.35	4.00	13.66
	Evento Extremo X		25.12	4.00	20.10
	Evento Extremo Y		31.31	4.00	25.04

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

Para el tramo U se tiene el siguiente asentamiento producido por la carga última en las tres condiciones analizadas (Ver Cuadro N°4.02):

Cuadro N° 4.02. Asentamiento producido por la carga última

Dimensiones de zapata (mxm)	Servicio 1 Asentamiento elástico (mm)	Resistencia 1 Asentamiento elástico (mm)	Evento Extremo X Asentamiento elástico (mm)	Evento Extremo Y Asentamiento elástico (mm)
(B=7.50m. x L=10.00m.)	41.52	74.92	69.92	114.65
(B=7.00m. x L=14.00m.)	49.51	83.76	98.70	120.51

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

En la condición de Servicio para todo el sector A´ (el cual incluye al Tramo U), el asentamiento se ha limitado a 2" por lo que la capacidad admisible será de **8.0 kg/cm²**.

El Perfil Geotécnico de todo el Tramo II se presenta en el documento CTEL-CTE-GEN-MSU-DWG-13119 (Anexo A4), donde se puede observar el tipo de suelo de fundación.

4.2 ANÁLISIS DE INGENIERÍA

4.2.1 Descripción.

La estructura en estudio consiste en un viaducto elevado porticado con superestructura de sección variable tipo cajón de concreto post-tensado y tres luces. Presenta las siguientes características:

Luces	:	25.817m + 42m + 25.817m = 93.63m.
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=3.60m (Máx.) – 2.00m (Mín.)

4.2.2 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)

Acero de postensado : ASTM A 416 Grado 270K – baja relajación
 $F_y = 1.860 \text{ MPa}$ (18.600 kg/cm^2)

Concreto:

- Solado : $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
- Zapatas : $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Columnas : $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Vigas cajón y diafragmas : $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ($f_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$)
- Soldadura : Electrodo AWS E8018

Dispositivos de apoyo:

- Neopreno : DUREZA 60 SHORE A.
- Barras : ASTM F1554.

- Láminas Refuerzo : ASTM A709 Grado 36.

4.2.3 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.

4.2.4 Cargas

4.2.4.1 Cargas de Peso Propio (DC)

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

4.2.4.2 Cargas Muertas (DW)

Las cargas muertas a considerarse serán las establecidas en los Criterios de Diseño del proyecto (Ver Cuadro N°4.03):

Cuadro N° 4.03. Cargas muertas empleadas.

Cargas	Valor	Unidades
Canaleta Central	4.79	kN/m
Canaleta Lateral	10.88	kN/m
Borde Típico	10.44	kN/m
Balasto en Recta	59.83	kN/m
Rieles	5.88	kN/m
Sellado	1.75	kN/m
Utilidad	4.21	kN/m

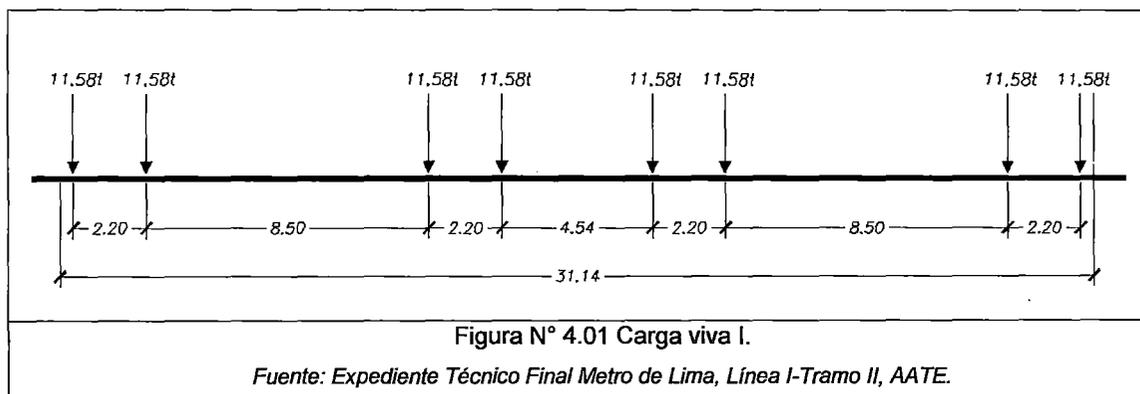
Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

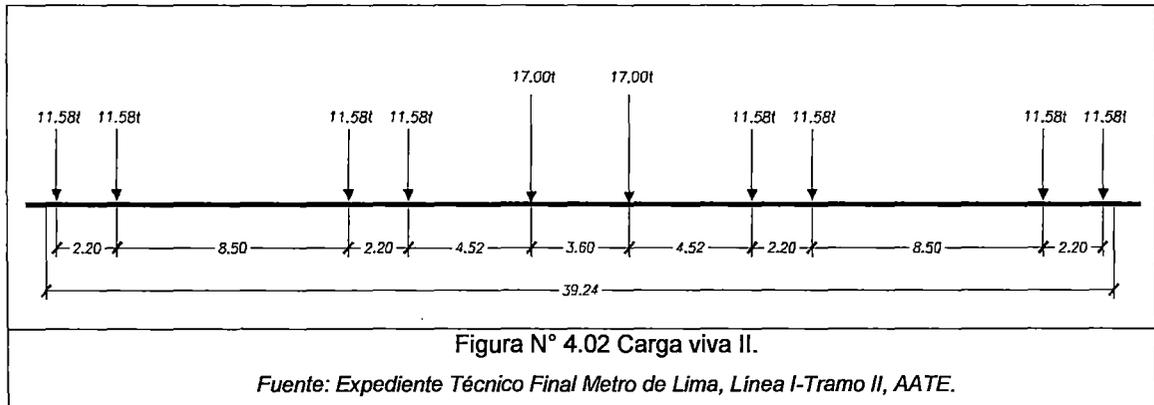
4.2.4.3 Cargas Vivas (LL+IM)

Las cargas vivas empleadas en el dimensionamiento corresponden a las cargas correspondientes para un tren de dos coches cargados (Figura N° 4.01) y para un tren de dos coches cargados más la locomotora de maniobra (Figura N° 4.02)

- 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:





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.

El análisis y los cálculos detallados se muestran en el Anexo C1: Memoria de Cálculo Estructural – Viaducto Elevado – Módulo MU8.

4.2.5 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° 4.04. 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	CV
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° 4.05. Factores de Carga Permanente gp

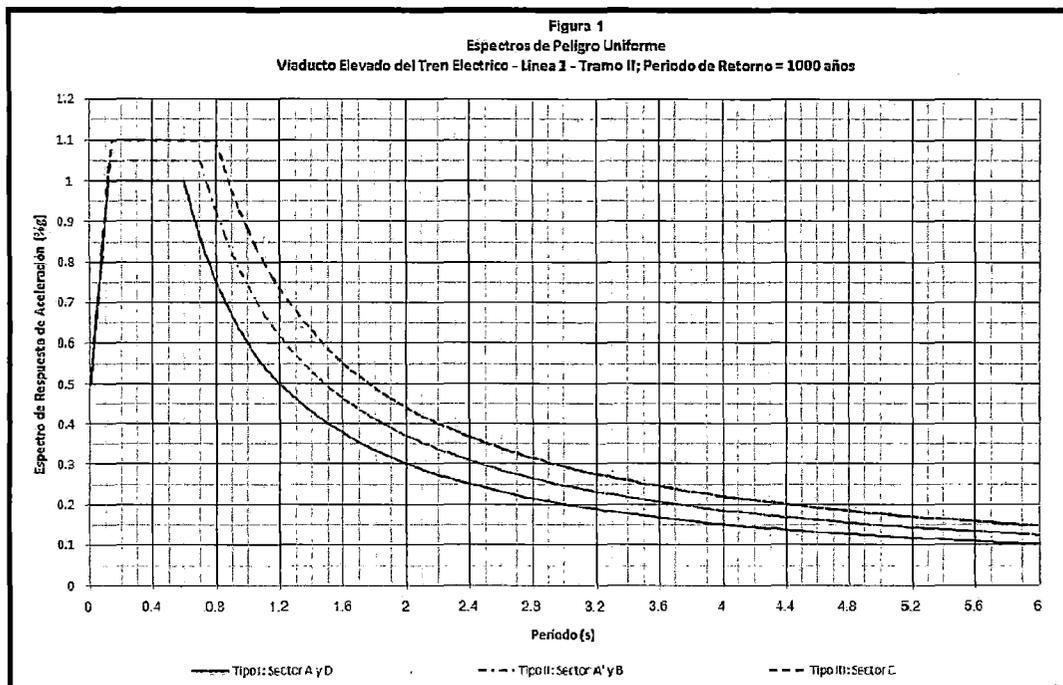
Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag	Load Factor	
	Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments	1.25	0.90
DC: Strength IV only	1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4
	Piles, λ Method	1.05
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25
DW: Wearing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

Para el diseño sísmico de las estructuras del Viaducto y Estación de Pasajeros del Tramo U, se debe de usar el espectro de respuesta tipo II. En el Cuadro

N°4.06 se presenta el espectro de respuesta para los diferentes sectores (Sector A - A' - B - C y D) del viaducto.

Cuadro N° 4.06 Espectros de respuesta

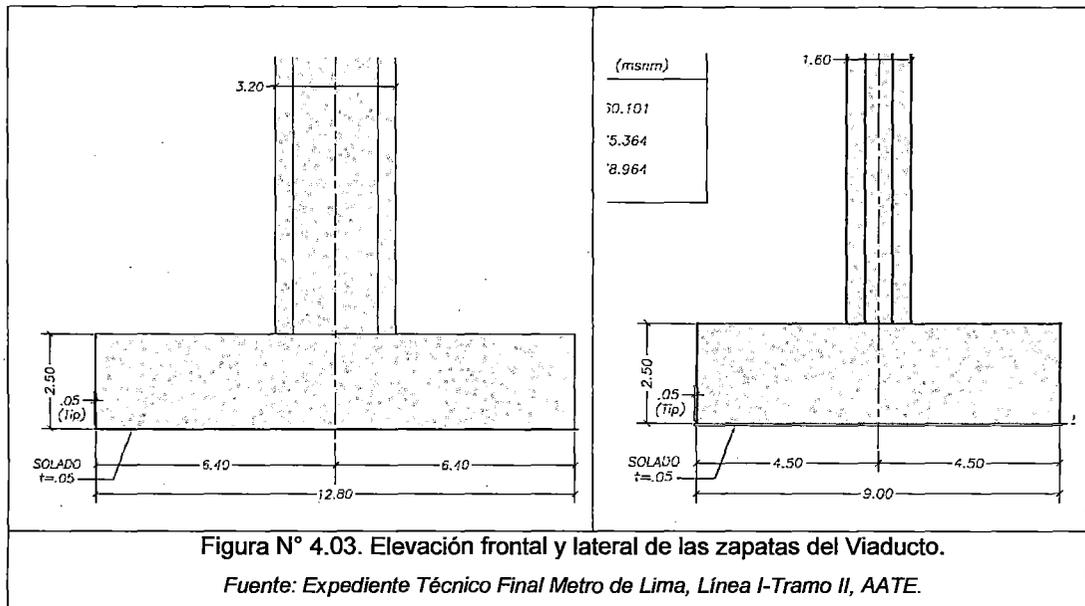


Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

4.2.6 Diseño de zapatas.

Los cálculos y el análisis estructural de las zapatas se muestran a detalle en el Anexo C1: Memoria de Cálculo Estructural Viaducto Elevado – Módulo MU8. Sus dimensiones son de 12.80mx9.00m y un peralte de 2.5m (Ver Figura N°4.03). Estas zapatas corresponden a los pilares intermedios U34 y U35.

El nivel de cimentación de estas zapatas se encuentra a 4.0 m del nivel del terreno natural. En el diseño se tomaron en cuenta las informaciones y recomendaciones geotécnicas, obtenidas a partir de los estudios y ensayos previos (Informe de Estudios Geotécnicos del Sector A y A' – Ver Anexo A3), donde señalan que el viaducto en estudio se encuentra ubicado sobre terrenos con suelos granulares que como cimentación son excelentes y con óptima capacidad portante (mayor a 4 kg/cm²). Por lo tanto la cimentación del viaducto en esta zona es superficial y no requiere una cimentación profunda.



4.2.7 Diseño de Pilares

Los pilares del pórtico son del tipo mono-columna, con cimentación superficial tanto para los pilares que soportan el tramo central así como los tramos laterales. Son del tipo octogonal-alargado con dimensiones exteriores de 1.60m x 3.20m (Ver Figura N°4.04).

Estructuralmente estas columnas tienen la armadura de refuerzo dispuestas alrededor de tres núcleos circulares traslapados confinados por medio de estribos circulares para un óptimo confinamiento y una mayor ductilidad en el caso de eventos extremos de sismo (Ver Figura N°4.05).

El concreto de las columnas tendrá resistencia a la compresión a los 28 días de $f'_c = 28$ MPa.

Los cálculos de diseño de los pilares se detallan en el Anexo C1: Memoria de Cálculo Estructural Viaducto Elevado – Módulo MU8

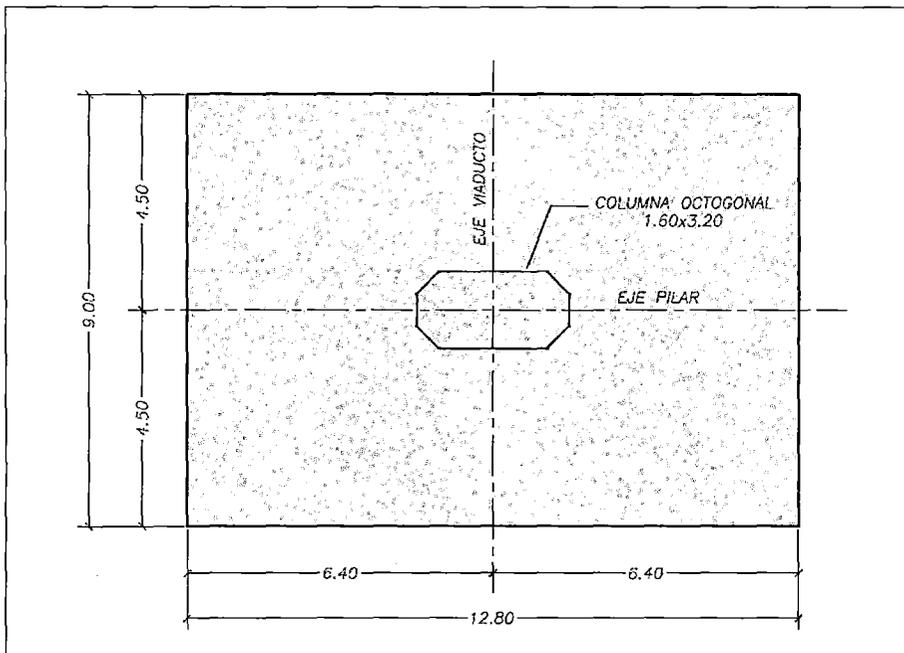


Figura N° 4.04. Vista en planta de zapata y pilar del Viaducto.
Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

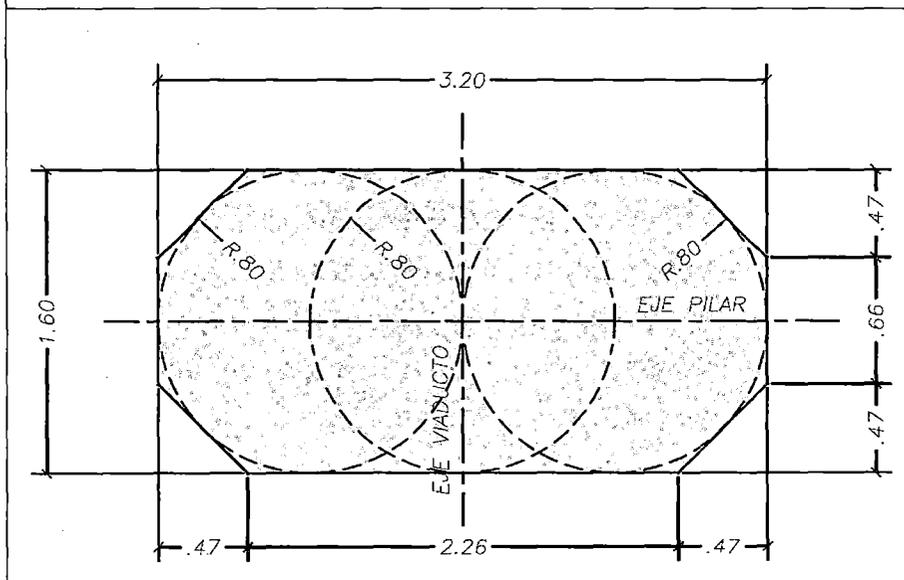


Figura N° 4.05. Sección transversal de los pilares.
Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

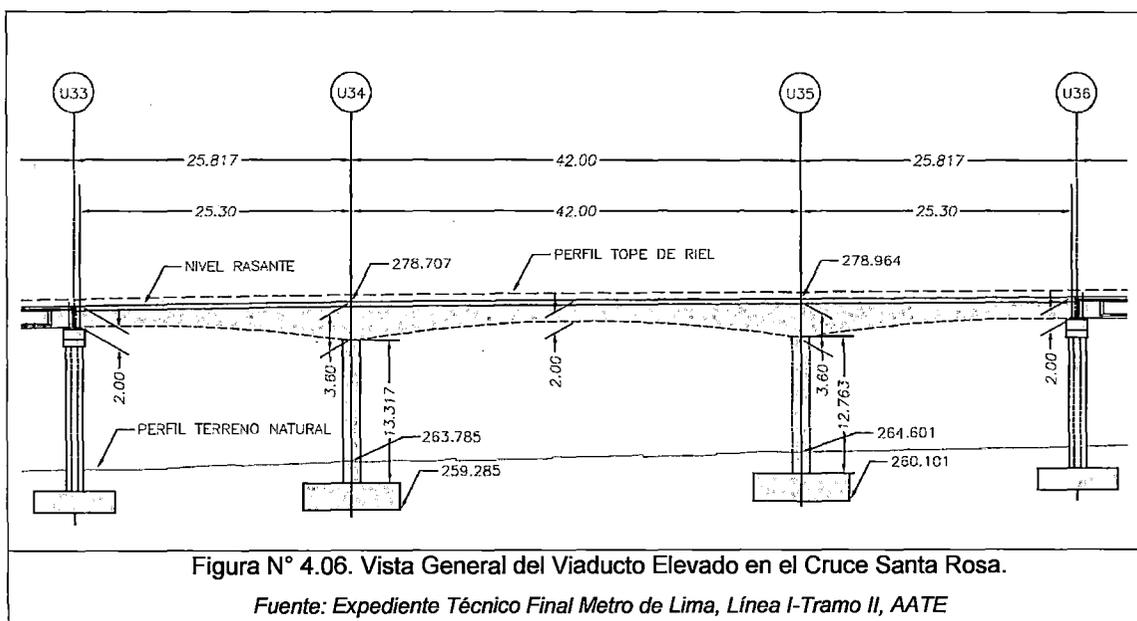
4.2.8 Diseño de vigas cajón postensadas.

Para el viaducto en el cruce Av. Santa Rosa (Módulo MU8) se considera una estructura formada por vigas continuas de sección cajón, con ancho total de 8.60 m. y peralte variable de 2.00 a 3.6m (incluyendo las losas), porticadas con las columnas internas U34, U35 y apoyadas sobre aparatos de apoyo de neopreno en las columnas externas U33, U36 (Ver Figura N°4.06).

La sección típica consta de una viga cajón de una sola celda con un ancho total interno (sin incluir bordes típicos) de 8.36m. La losa superior del tablero es de espesor variable, con un espesor mínimo de 20cm (centro del tablero y extremo de volados) y un máximo de 45cm (sobre almas). Las almas son de espesor uniforme de 40cm. La losa inferior tiene un ancho de 5.00m, el espesor de la losa tiene un mínimo de 20cm en la zona de flexión positiva (ejes U33, U36 y centro del vano U34 – U35), y se incrementa hasta 40cm en la zona de máximos momentos negativos (ejes U34 y U35) (Ver Figura N°4.07 y Figura N°4.08).

Estas vigas son vaciadas in-situ y posteriormente se le aplican fuerzas externas de compresión (postensado) antes de ser sometidas a las cargas de servicio.

El análisis estructural y los cálculos de diseño de las vigas cajón postensadas del viaducto se muestran con mayor detalle en el Anexo C1: Memoria de Cálculo Estructural Viaducto Elevado – Módulo MU8.



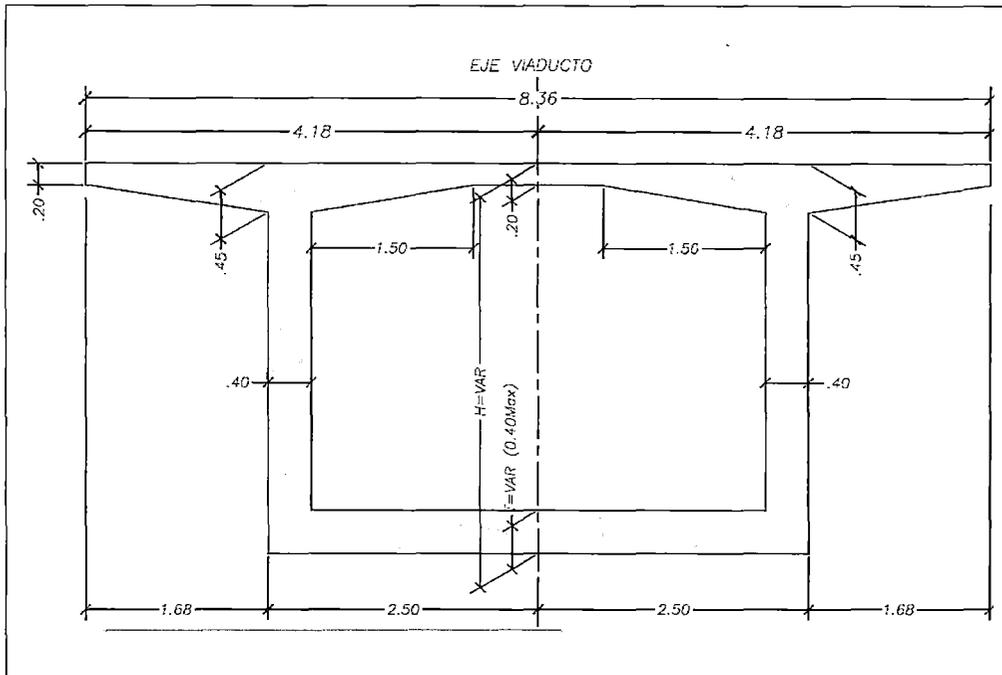


Figura N° 4.07. Sección transversal de viga cajón adyacente a pilares.

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

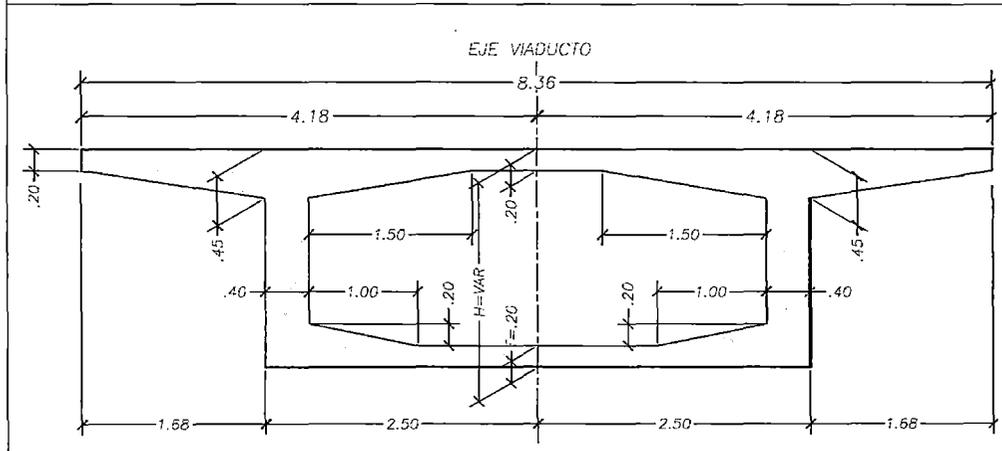


Figura N° 4.08. Sección transversal de viga cajón en centro de tramo.

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

4.2.9 Diseño de vigas diafragma

Los diafragmas internos U34 y U35 son elementos de concreto que permiten dar continuidad a la superestructura conectando las vigas cajón de tramos adyacentes y, a la vez, une estas vigas con los pilares intermedios formando una estructura porticada (Ver Figura N°4.09). Los diafragmas externos U33 y U36 dan rigidez torsional a los extremos del módulo (Ver Figura N°4.10).

El concreto usado para la construcción de las vigas diafragma tiene una resistencia a la compresión $f'c= 350\text{kg/cm}^2$. Además cuenta con reforzamiento de acero pasivo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

Los cálculos de diseño de los diafragmas figuran en el Anexo C1: Memoria de Cálculo Estructural Viaducto Elevado – Módulo MU8.

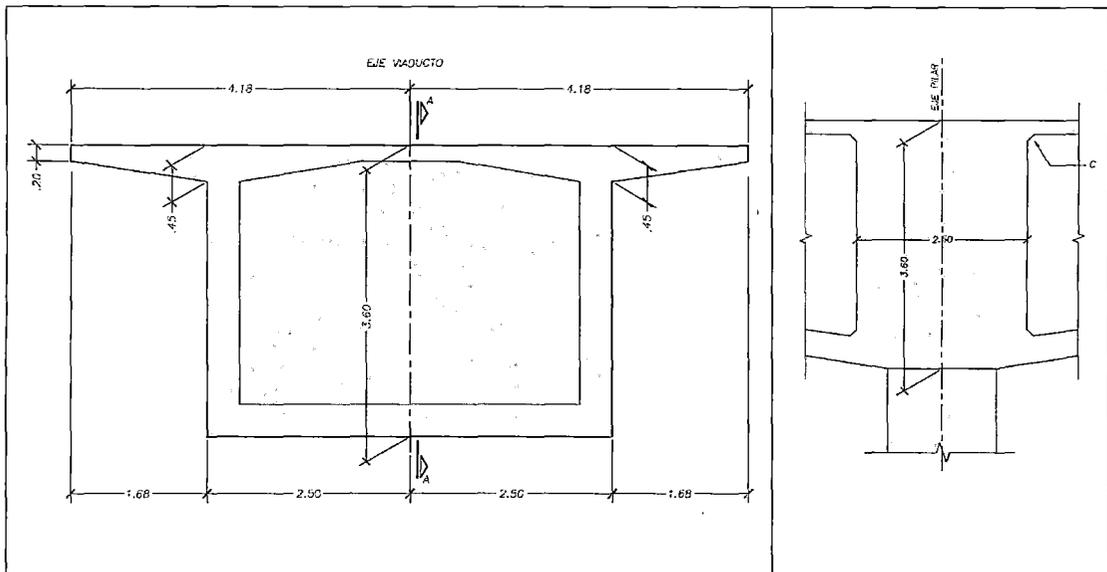


Figura N° 4.09. Diafragma sobre pilares U34, U35.

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

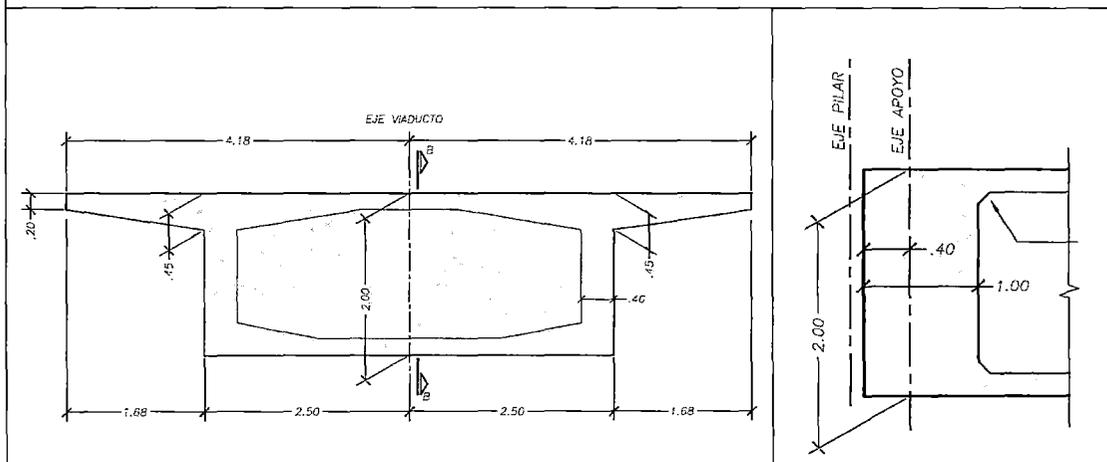


Figura N° 4.10. Diafragma sobre pilares U33, U36.

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

4.2.10 Diseño de bordes típicos.

4.2.10.1 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.

4.2.10.2 Materiales

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

4.2.10.3 Cargas y esfuerzos

a) *Peso Propio*

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

b) *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:

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

Donde:

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

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

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

Presión del viento:

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

Donde:

$$C = 1.5$$

Cuadro N°4.07. 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.

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

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

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

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

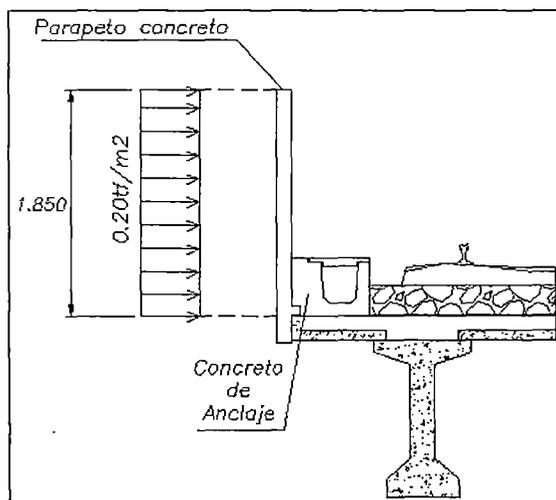


Figura N° 4.11. Caso I

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

Caso 2

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

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

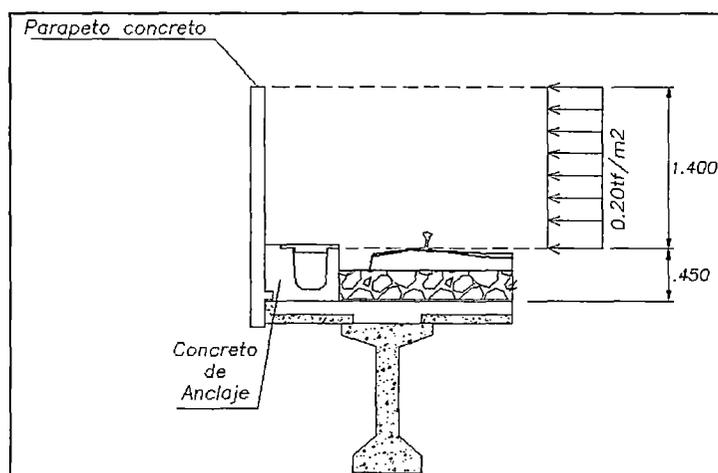


Figura N° 4.12. Caso II

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

4.2.10.4 Combinaciones de Carga

STRENGHT III

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

Nota: Los cálculos de diseño de los bordes típicos se muestran en el Anexo C6: Memoria de Cálculo – Bordes Típicos.

4.2.11 Diseño de canaletas.

4.2.11.1 Descripción

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

En los planos adjuntos CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13514 / CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13515 / CTEL-CTE-GEN-EST-DWG-13405 se muestran a detalle la geometría y las dimensiones de las canaletas centrales, canaletas laterales y sus respectivas tapas.

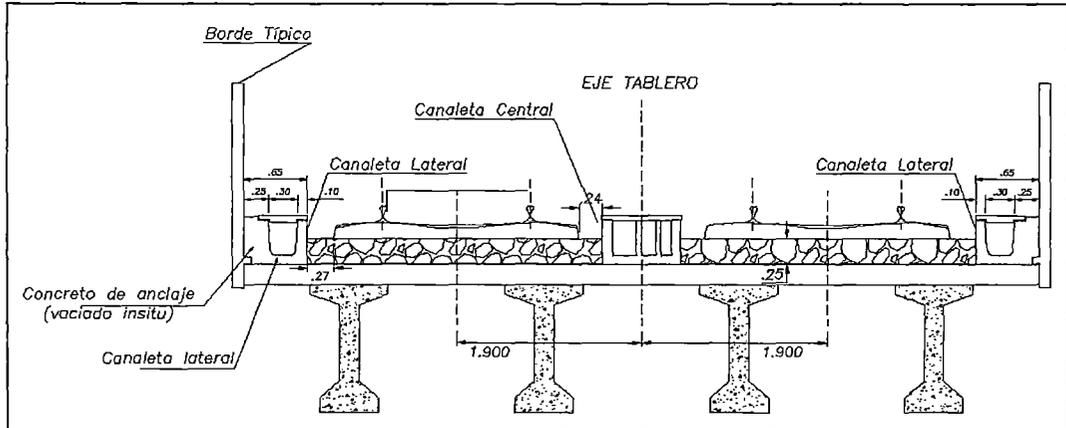


Figura N° 4.13. Ubicación de las canaletas en el Viaducto

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

4.2.11.2 Materiales

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

4.2.11.3 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:

a) Cargas Permanentes (DC):

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

WDC1 = 300 Kg/m / 1.5m = 200Kg/m²

Durmientes = (Cada durmiente pesa 180 kgf)

WDC2 = 180 Kg / (3m x 0.65m) = 92Kg/m².

b) 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° 4.14) y por un tren de dos coches cargados más la locomotora de maniobra (Figura N° 4.15). Cada carga será puesta sobre la estructura en diversas posiciones en forma tal como para determinar los máximos y mínimos momentos flectores y otras solicitaciones.

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

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

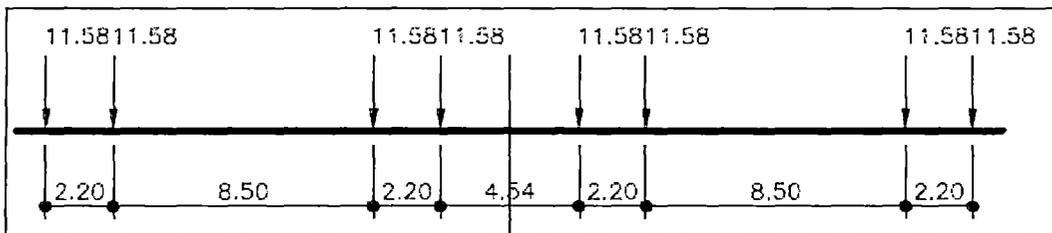


Figura N° 4.14. Carga Viva I.

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

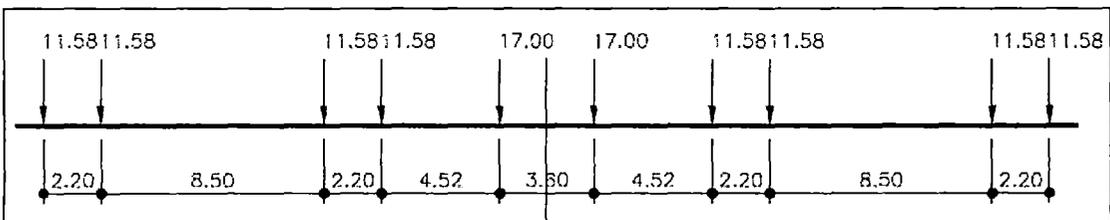


Figura N° 4.15. Carga Viva II.

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

- $IM = RE + 40 - 3L2 / 1600$. (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°4.08 indica valores de IM para algunas luces del proyecto:

Cuadro N° 4.08. 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 $IM = 37.7\%$.

4.2.11.4 Combinaciones de Carga

SERVICE I:

$$U = DC + EH + LS$$

STRENGTH I:

$$U = 1.25DC + 1.5EH + 1.75LS$$

Nota: Los cálculos de diseño de las canaletas se muestran en el Anexo C7:
Memoria de cálculo de canaletas.

CAPITULO V

MÉTODO EMPLEADO PARA LA CONSTRUCCIÓN

5.1 RECURSOS

5.1.1 Equipos

Los principales equipos empleados en las diferentes fases de la construcción del viaducto en estudio se citan a continuación:

➤ **Equipos topográficos**

- Estación total
- Teodolito
- Nivel topográfico.
- Prismas y jalones.

➤ **Excavación**

- **Excavadora VOLVO EC360BLC**

Se emplea para la excavación de las zapatas.

Cuchara: 2.50 m³

Alcance Máx. de excavación: 10,480 mts.

Prof. Máx. de excavación: 6,720 mts.

Altura de Corte máxima: 10, 070 mts.

- **Retroexcavadora marca JCB MODELO 3C 14FT T 4x4.**

Se emplea para la excavación de banquetas y perfilado de taludes.

Cuchara: 1.0 m³

Máxima profundidad de excavación: 5.49 mts

Altura máxima de carga: 3.20 mts.

- **Camión volquete SCANIA P420 6x4**

Con capacidad de 16m³ transportan el material de excavación y relleno.

➤ **Conformación del material**

- Camión cisterna.
- Rodillo Tandem JCB VMT260 (2.6 Ton.)
- Minicargador frontal JCB 225eco.

- Vibroapisonador Wacker BS 60-2i.
- Compactadora Vibratoria Dynapac CC122 (3 Ton.)
- Rodillo vibratorio BOMAG BW124DH-3 (3.3 Ton.)
- Densímetro nuclear.

➤ **Izaje y colocación de aceros.**

- **Grúas TEREX RT780 con capacidad de carga de 73 Ton.**

Se utilizan para el izaje de la armadura de las vigas cabezales y vigas cajón.

- **Grúas TEREX AC40/2 con capacidad de carga de 35 Ton.**

Se utilizan para la ubicación de los aceros de las zapatas.

➤ **Izaje de columnas y pilares**

- **Grúa Terex - Lorain Modelo MC9115/ capacidad de 115 Ton.**

Se emplea para el izaje de la armadura de las columnas U33 y U36 del viaducto en estudio.

- **Grúa Link - Belt Modelo LS-298HSL/ capacidad de 298 Ton.**

Este equipo se emplea para el izaje de la armadura de los pilares centrales U34 y U35 que conforman el viaducto.

➤ **Vaciado de concreto**

- **Bombas de concreto tipo Pluma**

Con alcance hasta 36 metros, permite una fácil colocación del concreto, especialmente en sitios de difícil acceso, estructuras esbeltas y grandes volúmenes, en muy cortos periodos de tiempo. El concreto (el cual es abastecido mediante mixers) es colocado en obra mediante unas tuberías o mangueras de 6" hasta el punto de vaciado en estructuras como zapatas, columnas, vigas cabezales, vigas cajón, losas, vigas diafragma, canaletas centrales, laterales, etc.

- **Camiones Mixer de 8m³.**

Para el transporte del concreto premezclado desde la Planta hasta el lugar de vaciado.

- **Vibradores de concreto tipo aguja 1", 1 1/2", 2" y 3".**

Con el empleo de este equipo se busca la óptima consolidación del concreto durante el vaciado, dependiendo de las condiciones que

presente cada estructura (espesores, densidad de acero, etc.) se elige el vibrador más idóneo.

- **Compresoras Neumáticas 250 PCM /90 HP, 350 PCM / 120 HP.**

Se emplean en la limpieza de la estructura antes de la colocación del concreto.

➤ **Encofrado y desencofrado.**

- **Grúas TEREX AC40/2 con capacidad de carga de 35 Ton.**

Se emplea para el izaje y desmontaje de paneles de los encofrados de las columnas, vigas cabezales y vigas cajón.

- **Camiones grúa de 16 Ton, 420 HP.**

Se utiliza para el encofrado y desencofrado de las columnas.

- **Camión grúa PALFINGER Modelo PK 52000.**

Se emplea para elevar encofrados y cimbras.

➤ **Trabajos en altura**

- **Manlift y Telehandler 70 pies.**

Permiten elevar verticalmente o en cualquier dirección (capacidad de giro de 360°) todo tipo de cargas y/o personas hasta alturas a las que ningún montacargas convencional u otro equipo podría, además cuentan con sistema de tracción 4x4 que les permite trabajar en cualquier terreno.

➤ **Postensado de vigas cajón**

- Gato Hidráulico cilíndrico STRESSTEK CH-500-12.
- Manómetros de deformación elástica Power Team con indicador hasta 10000 PSI (Control de presiones de tensado)
- Bomba Hidráulica SPX Power Team de 10000 PSI.
- Teclé 3 TN.
- Mangueras hidráulicas de alta presión de 9m.
- Araña de tensor de 15 y 19 torones.
- Plato delantero o acuñador de 15 y 19 torones.
- Bomba de inyección de lechada.

5.1.2 Materiales

5.1.2.1 Acero

- **Acero estructural (ASTM A-615 - Grado 60).**

Se emplea en la construcción de todo tipo de estructuras de concreto armado y normalmente no son soldables.

En nuestro medio se venden en longitudes de 9.0 m en diámetros de 6 mm, 8 mm, 3/8", 12 mm, 1/2", 5/8", 3/4", 1", 1 3/8"

- **Acero corrugado soldable (ASTM A-706 – Grado 60).**

El acero A706 se usa como refuerzo para concreto armado, en estructuras sismorresistentes y donde se requiera el soldado de las estructuras, según lo especificado en el Reglamento Nacional de edificaciones (Norma E060) y el Reglamento del American Concrete Institute (ACI 318). Este acero es usado en columnas del viaducto y en el sistema de puesta a tierra.

Se produce en barras de 9 m de longitud en los siguientes diámetros: 5/8", 3/4", 1" y 1 3/8".

Todos los aceros son dimensionados y habilitados por Aceros Arequipa con $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ para todas las estructuras.

5.1.2.2 Soportes y encofrados

Los sistemas de soportes y encofrados fueron abastecidos por la Empresa Ulma.

- **Encofrado Modular NEVI**

Se empleó para el encofrado de la 1era. y 2da. etapa de las columnas del viaducto.

- **Encofrado Modular ligero COMAIN**

Se empleó para el encofrado lateral de las vigas cabezales, vigas cajón y diafragmas del viaducto.

- Tableros fenólicos

Se usaron para el encofrado del fondo de losa (superior e inferior) de las vigas cajón. También se empleó como base del encofrado de las vigas cabezales.

- Puntales Aluprop

Se emplearon como sistema de soporte de los encofrados de las vigas cajón en los vanos laterales U33-U34 y U35-U36 del viaducto en el Cruce Santa Rosa

- Cimbras MK

Conformadas por Torres MK y Cerchas MK, se emplearon como sistema de soporte de los encofrados de la viga cajón en el vano central U34-U35 del viaducto en el cruce Santa Rosa.

- Cimbra BRIO

Se usó como soporte del encofrado de las losas de las vigas cajón incluyendo los volados.

5.1.2.3 Concreto.

Se emplea el concreto premezclado elaborado por la Empresa UNICON en planta con dosificación en peso y transportado masivamente en camiones mezcladores (mixer) de hasta 8m³ al sitio de obra.

A continuación se detalla el tipo de concreto empleado en cada una de las estructuras que conforman el viaducto en el Cruce Santa Rosa:

Concreto en solados	$f'_{c28} = 10 \text{ MPa (100 kg/cm}^2\text{)}$
Concreto en Zapatas	$f'_{c28} = 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$
Concreto en Columnas	$f'_{c28} = 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$
Concreto en Vigas Cabezales	$f'_{c28} = 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$
Concreto en Vigas Cajón (Postensadas)	$f'_{c28} = 35 \text{ MPa (350 kg/cm}^2\text{)}$
Concreto en Diafragmas	$f'_{c28} = 35 \text{ MPa (350 kg/cm}^2\text{)}$
Concreto en canaletas centrales, laterales y tapas	$f'_{c28} = 21 \text{ MPa (210 kg/cm}^2\text{)}$
Concreto en Bordes típicos	$f'_{c28} = 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$

5.1.2.4 Material de relleno.

Se evalúan las características de los materiales a ser empleados en los rellenos (de acuerdo a Especificaciones Técnicas). En caso que el material extraído producto de la excavación no sea apropiado como material de relleno, se emplea material de préstamo, igualmente si se solicita que el relleno tenga características especiales como; capacidad portante, capacidad de drenaje o de impermeabilidad se utilizan materiales que puedan cumplir con estas exigencias.

El material extraído de la excavación es apropiado para relleno cuando éste presente Índice de Plasticidad, $IP \leq 10$, tamaño máximo de 5", Tipo de Material: A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-6, A-3 y libre de material orgánico. El sobretamaño presente en el material propio clasificado no deberá exceder el 7%.

5.1.2.5 Aditivos para el concreto y para las reparaciones, resanes y acabados de estructuras.

Curador químico SIKA Antisol S. Compuesto líquido para el curado de concreto. Ofrece una protección durable y consistente al concreto fresco contra una evaporación demasiado rápida debido a la acción del sol y viento, por lo tanto previene el desarrollo de fisuras superficiales en la mezcla de cemento en proceso de endurecimiento.

SikaRep PE. Mortero reforzado con fibras para reparación de concreto. Se emplea en:

- Reparación estructural de elementos de concreto.
- Reconstrucción de concreto en aplicaciones verticales, horizontales.
- Reparación de vigas, losas, muros y pavimentos, obras hidráulicas, túneles, puentes, canales y obras de concreto en general.

Sikadur 32 Gel. (Puente de adherencia). Es un adhesivo de dos componentes a base de resinas epóxicas seleccionadas, libre de solventes. Sus usos son:

- Como adhesivo estructural de concreto fresco con concreto endurecido.
- Como adhesivo entre elementos de concreto, piedra, mortero, acero, fierro, fibrocemento, madera.

- Adhesivo entre concreto y mortero.
- En anclajes de pernos en concreto o roca, donde se requiere una puesta en servicio rápida (24 horas).

SikaTop 77 (Emulsión de adherencia para morteros). Es una dispersión polimérica extremadamente fina y estable que mejora la adherencia y otorga apreciables ventajas al mortero de cemento y concreto. Se emplea como:

- Punte de adherencia en lechada adhesiva para el tarrajeo y mortero de reparación.
- Aditivo para mortero de reparaciones en concreto y albañilería.
- Aditivo para mortero para incrementar la impermeabilidad y la resistencia a ataques químicos.
- Aditivo para lechadas y morteros de inyección.
- Aditivo para mejorar la adherencia de pinturas a base de cemento o cal.

Sikadur 31 Hi-Mod-Gel (Adhesivo epóxico de alta resistencia). Sus campos de aplicación son:

- Unión de elementos de concreto, asbesto-cemento, acero, fierro, piedra, madera, vidrio, piezas de resinas poliéster o epóxicas.
- Relleno rígido de juntas de poco espesor.
- Anclaje de fierros, pernos, soportes, tirantes y maquinarias.
- Reparación de aristas y caras del concreto a la vista.
- Refuerzo de elementos de concreto mediante pegado de placas de acero.

Sikaflex 11 FC Plus (Sellador Elastomérico de Juntas y Adhesivo Multiuso)

Es un sellador elástico de juntas, de curado por humedad, de un componente y adhesivo multiuso a base de poliuretano. Es adecuado para ser aplicado en interiores y exteriores. Usos:

- Como sellador puede ser utilizado para juntas verticales y horizontales, sellado de fisuras, sellado en construcciones de metal y madera, etc.
- Como adhesivo multiuso es adecuado para el pegado de marcos de puertas y ventanas, umbrales, escaleras, zócalos, elementos prefabricados y mucho más.

Intraplast. (Expansor para mezclas de cemento). Es un aditivo en polvo, que contiene plastificantes especiales y productos expansores finamente molidos, que actúa sobre las mezclas de expansor, defloculante y plastificante. Sus campos de aplicación son:

- Inyecciones de pastas o morteros en fisuras, grietas, juntas, vainas de cables pretensados, y pernos de sostenimiento.
- Reparaciones de concreto dañado o mal confeccionado (con presencia de cangrejeras).
- Concreto de relleno y en general cualquier tipo de inyección de concreto o mortero (grouting). Es el componente en la elaboración de la lechada de inyección para los ductos de postensado.

Entre sus principales ventajas tenemos:

- Estabiliza las lechadas de cemento, reduciendo la segregación y exudación del agua.
- Expande el material inyectado antes y durante el fraguado (1% a 3% del volumen), aumentando la adherencia e impermeabilidad.

Viscocrete 20 HE (Aditivo superplastificante de alto rendimiento para concreto). Aditivo líquido reductor de agua de alto rango y superplastificante de alto desempeño de tercera generación para concretos de altas resistencias iniciales.

Se utiliza en la producción de concretos de altas prestaciones en prefabricación, obras y plantas de concreto premezclado. Estos concretos se caracterizan por su baja relación agua / cemento, una fluidez elevada, así como una cohesión óptima y una gran facilidad de autocompactación.

5.1.2.6 Grout Nivelante

Es una mezcla cementicia de alta resistencia, con áridos especiales de granulometría controlada, aditivos de avanzada tecnología, sirve de conexión entre un elemento de concreto con otro cuerpo que requiere una superficie nivelada (neopreno). Se coloca directamente sobre la superficie de los

cabezales, previo escarificado y antes de la colocación del accesorio del neopreno.

El tipo de grout a usar para estructuras cuyas características de funcionamiento son de baja vibración es el grout cementicio, el mismo que puede usarse en las bases de las estructuras del viaducto en estudio. Para estructuras sometidas a fuertes vibraciones es recomendable utilizar grout epóxico.

5.1.2.7 Dispositivos de apoyo

Son dispositivos de apoyo elastoméricos para las vigas prefabricadas y vigas cajón, los cuales transfieren las cargas verticales del tablero a los cabezales y al resto de la subestructura. Estos dispositivos están diseñados de tal forma que presentan gran resistencia a las cargas verticales y además presentan buena capacidad de distorsión, la cual permite los desplazamientos relativos del tablero ante cambios de temperatura. Los dispositivos de soporte son comúnmente llamados neoprenos, y están compuestos por capas de neoprenos de 10mm de espesor y plancha de acero de 1mm de espesor.

5.1.2.8 Restricciones longitudinales.

Las cargas longitudinales de la superestructura se transmiten al pilar por medio de restricciones longitudinales, estos son unos dispositivos que se colocan embebidos en la viga cabezal y conectadas al tablero a través de los diafragmas.

5.1.2.9 Tendones para postensado.

Son cables de acero de alta resistencia compuesto por cables de acero individuales o torones de 9 hilos (Diámetro de 5/8" / Grado 270K / Norma ASTM A 416) y $F_y=18600 \text{ kg/cm}^2$.

Estos tendones se elaboran a partir de torones. Los torones están compuestos por un número de alambres que son enrollados helicoidalmente alrededor de un centro. De esta manera se obtiene el tendón de postensado.

5.1.2.10 Ductos de postensado

Consiste de una vaina galvanizada de diámetro interior \varnothing 100 mm que servirá para el paso de los cables de postensado. Estos ductos atraviesan longitudinalmente las paredes verticales de las vigas cajón desde el eje U33 hasta el eje U36.

Los ductos para postensado no deben permitir el paso del concreto a su interior y no deben reaccionar químicamente con el concreto, los tendones o el material de relleno.

5.1.2.11 Chimeneas de inyección.

Está conformada de una boquilla de inyección (pieza de PVC con reducción para \varnothing 3/4" que empalma el ducto de postensado con una manguera flexible de \varnothing 3/4" 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.

5.1.2.12 Lechada para inyección de ductos de postensado

Luego de concluido el proceso de postensado los ductos son rellenados con una lechada de manera que los cables de postensado queden totalmente embebidos en la mezcla. Su función principal es la de proteger a los tendones de la corrosión, incrementa la seguridad de la estructura a la rotura y reduce la magnitud de las fisuras. Esta lechada es preparada en campo y tiene los siguientes componentes:

- Cemento Portland Tipo V.
- Intraplast (Sika).
- Agua.
- Viscocrete 20 HE.

La lechada es inyectada con equipo mecánico de mezclado y agitación continua que da lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, debe bombearse de modo que llene completamente los ductos de los tendones. La

inyección de la lechada es controlada cuidadosamente evitando la formación de cámaras o burbujas de aire que dan origen a la corrosión del acero.

5.1.2.13 Platos y cuñas de anclaje de los tendones

Son los que se encargan de bloquear a los cables o tendones para mantener las fuerzas de tensión que comprimen el concreto luego del postensado.

Los bloques o platos de anclaje son piezas de acero que alojan a las cuñas, razón por la cual son piezas sometidas a grandes esfuerzos que se transfieren al concreto. Se encargan de distribuir las fuerzas concentradas de preesfuerzo en el anclaje.

Las cuñas son pequeñas piezas con forma de cono truncado con un agujero central de la superficie dentada que se encarga de morder los torones para bloquear el cable y sostener la tensión.

5.1.2.14 Platinas.

Son placas metálicas galvanizadas en caliente de dimensiones 12cm x 9cm y de un espesor de $\frac{1}{4}$ " (6mm) que se ubican al ras de la superficie externa de las estructuras de concreto. Mediante una o dos barras apéndice que se sueldan a las barras colectoras de la armadura de acero se conectan los aceros estructurales con el medio exterior, Las placas terminales externas permitirán canalizar las corrientes de fuga mediante la interconexión entre estructuras. Están ubicadas en diversos puntos tales como en la parte inferior de los pilares, en los cabezales, vigas cajón y en las canaletas laterales del viaducto.

5.1.2.15 Bandas de caucho

Se colocan en las juntas sísmicas previo a la colocación de los tapajuntas metálicas. Cabe mencionar que en las juntas de canaletas laterales solamente se coloca estas bandas de caucho que sirven para el libre pase del cableado eléctrico.

5.1.2.16 Tapajuntas metálicas

Son de acero galvanizado y se colocan en las juntas sísmicas (10cm) del viaducto para evitar la caída del balasto.

5.1.3 Mano de obra

5.1.3.1 Subestructura

El equipo básico de mano de obra está constituido por:

- 1 maestro general
- 4 capataces: capataz encargado de movimiento de tierras, capataz encargado de acero, capataz encargado de encofrados y capataz encargado del concreto.
- 8 operarios, 10 oficiales y 12 peones.

5.1.3.2 Superestructura

El equipo básico de mano de obra está constituido por:

- 1 maestro general
- 5 capataces: capataz encargado de acero, capataz encargado de encofrados, capataz encargado del concreto, capataz encargado de las cimbras, capataz encargado de izajes.
- 15 operarios, 15 oficiales y 20 peones.

a) Maestro general

Persona que reporta directamente al Responsable de Servicio de Producción (RS de Producción), realiza las coordinaciones con los capataces y se encarga de la correcta aplicación de los planos y procedimientos aprobados, además del control y organización del personal a su cargo.

b) Capataz

Persona que reporta al maestro general o directamente al RS de Producción, se encarga de la correcta aplicación de los planos y procedimientos aprobados de su especialidad, además controla y organiza al personal a su cargo.

c) Operarios, oficiales y peones

Personal encargado de la ejecución de la obra, además del avance y productividad de la misma.

5.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA SUBESTRUCTURA DEL VIADUCTO

5.2.1 Trabajos topográficos

Entre las múltiples actividades realizadas por el Área de 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) y Obras Electromecánicas (vía férrea, catenarias, señalización) 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 (Área de Ingeniería) 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 Santa Rosa:

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.

5.2.2 Labores de Geotecnia

5.2.2.1 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 CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38256 y CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38324), caso contrario plantea alternativas de solución ante cualquier eventualidad que se presente.

Previo a la ejecución de las obras civiles del viaducto en estudio en el Cruce Santa Rosa, en este sector se realizaron trabajos de identificación, retiro y reubicación de interferencias. En algunos casos, luego de la excavación y retiro, el material fue devuelto al volteo sin compactar (relleno no controlado) (Ver figura N° 5.01).

Posteriormente, durante la ejecución de los trabajos de excavación de las zapatas U33 y U36 con los taludes propuestos en el Expediente Técnico, se presentaron situaciones de inestabilidad (deslizamientos) en ambos taludes

longitudinales (transversales al eje del viaducto) y uno de los taludes transversales de la zapata (paralelo al eje del viaducto) (Ver figuras N°5.02 y N°5.03). Además, en los estratos superiores se observó la presencia de arena suelta con finos que no garantizaba la estabilidad. Los taludes aprobados en el Expediente no funcionaron en estas condiciones del terreno, pues estos fueron establecidos en base a parámetros y consideraciones técnicas obtenidas durante los estudios geotécnicos realizados anteriores a la ejecución de cualquier actividad inherente al Proyecto. Por tanto, ante esta nueva realidad el Área de Geotecnia tuvo la necesidad de replantear los taludes propuestos y además emplear otras soluciones como el uso de banquetas (Ver figura N° 5.04).



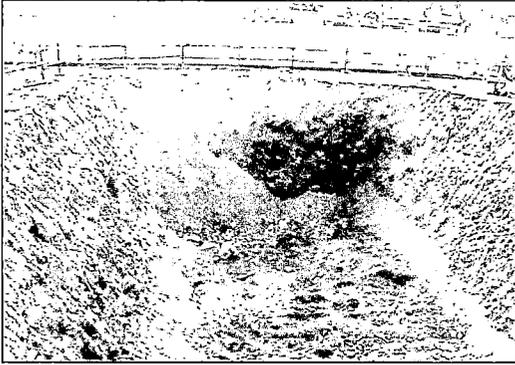
Figura N° 5.01. Presencia de rellenos no controlados

Fuente: Propia.



Figura N° 5.02. Situación de inestabilidad en los taludes longitudinales.

Fuente: Propia.

	
<p>Figura N° 5.03. Derrumbe del talud transversal de la zapata U36. (Fuente: Propia)</p>	<p>Figura N° 5.04. Estabilización de taludes con banquetas en la zapata U36 (Fuente: Propia)</p>

5.2.2.2 Ensayos DPL

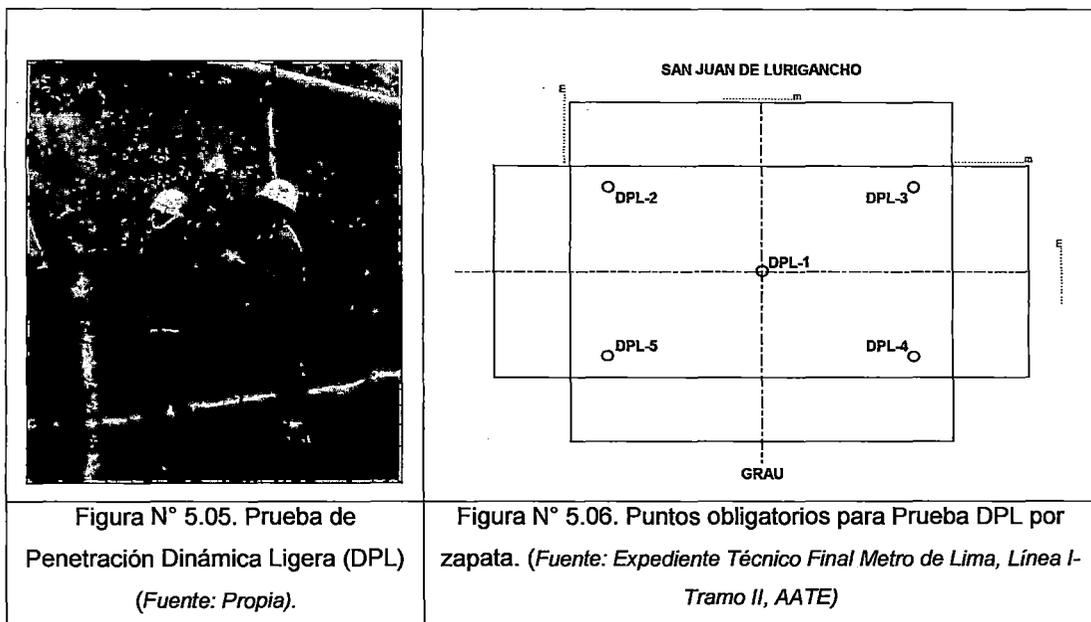
Culminado el proceso de excavación de la zapata y realizado el compactado del terreno de fundación hasta el nivel de cota de fondo establecido, el Especialista de Geotecnia realiza la liberación del suelo de fundación mediante la Prueba de Penetración Dinámica Ligera (DPL), herramienta utilizada como medio o criterio de inspección (Ver figura N° 5.05).

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) (Ver figura N° 5.06).
- 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°.



5.2.3 Excavación para 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 señaliza 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 U33 es de sección rectangular y dimensiones 10m x 7.5 m, las zapatas U34 y U35 son de sección rectangular y dimensiones 12.8 x 9 m y la zapata U36 también es de sección rectangular de dimensiones 13m x 6m.

Durante la excavación de las zapatas U33 y U36 se presentaron deslizamientos de los taludes longitudinales y uno de los taludes transversales, las causas fueron los trabajos previos de retiro y reubicación de interferencias en la zona de influencia de esta zapata (una tubería de agua de 600 mm de diámetro ubicado a 1.70 m de profundidad en dirección al eje del viaducto y otra tubería de desagüe de 600 mm de diámetro ubicado al nivel de desplante de la zapata que pasaba al pie de uno de los taludes transversales). El relleno no controlado (al volteo) realizado luego de estos trabajos de retiro dificultó las labores de excavación posteriores, además, se observó la presencia de arena suelta con finos en los estratos superiores de los taludes. Estos inconvenientes motivaron al Área de Geotecnia hacer un replanteo de los taludes iniciales. Como alternativa de solución se adoptó en las caras longitudinales un talud de 1:3 con retiro de 1m y en la cara transversal un talud de 1:2 con una banqueta a mitad de talud de 1m x 9m. (extremo a extremo). (Ver figura N° 5.08).

Las zapatas U34 y U35 se excavaron con normalidad (Figura N°5.07), respetando los taludes de los planos del expediente sin inconvenientes (Ver planos CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38256, CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38324).

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 de 3 Ton (Ver figura N° 5.09), luego Geotecnia 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 todas las zapatas es de 4 metros medidos entre la cota de terreno natural y la cota del nivel de fondo de la excavación.

Finalmente, con la aprobación de la Supervisión se procede con el vaciado del solado ($e=5\text{cm}$) empleando concreto de $f'c=100\text{ kg/cm}^2$ (Figura N° 5.10). Para las zapatas U33, U34, U35 y U36 se requirieron 75 m^2 , 115.20 m^2 , 115.20 m^2 y 78 m^2 de solado respectivamente.

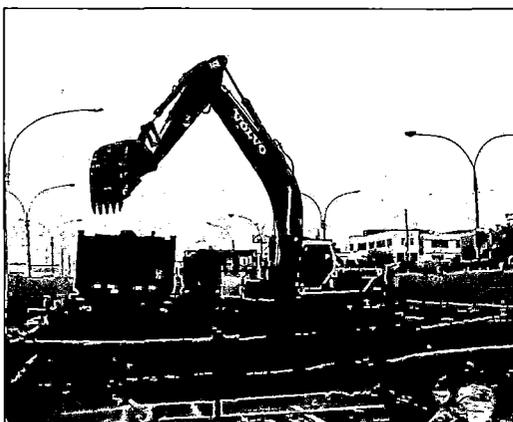


Figura N° 5.07. Excavación de zapatas del
Cruce Santa Rosa. (Fuente: Propia)

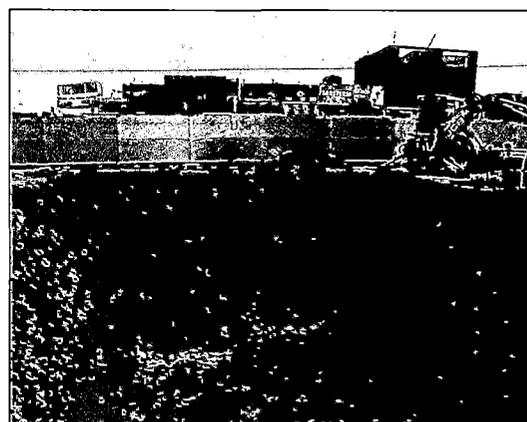


Figura N° 5.08. Replanteo de taludes y empleo
de banquetas (Fuente: Propia).

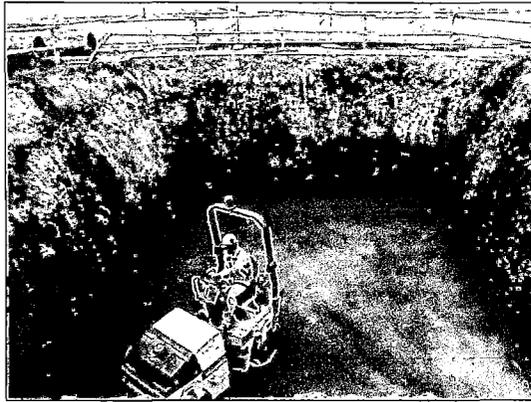


Figura N° 5.09. Compactado del terreno de fundación (Fuente: Propia)

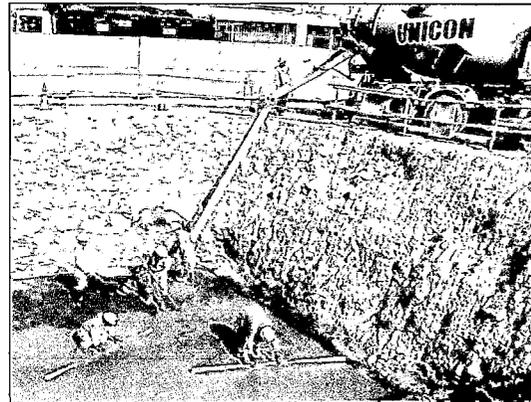


Figura N° 5.10. Vaciado de solado. (Fuente: Propia)

5.2.4 Colocación de armadura de zapatas

a) Actividades preliminares

- 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 metálicas a 0.80 m del borde de la excavación como medida de protección contra caídas y se señala 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°5.11). 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 (Figura N°5.12) es habilitado y suministrado por la empresa Aceros Arequipa según los planos del proyecto.

Para la zapata U33 se consideran las dimensiones según plano del proyecto CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38256 el cual señala que esta zapata debe tener dimensiones 10m x 7.5m y una altura de 2m, la colocación del acero dimensionado de las distintas posiciones que conforman la armadura se realiza según el plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38258 donde indica el uso de varillas de 5/8", 3/4", 1" y 1 3/8" de diámetro, con acero $F_y=4200$ kg/cm² y recubrimiento de 7.5 cm. El peso total de acero de esta zapata es de 20.99 Ton. El proceso de armado del acero de esta zapata recién culmina luego del izaje de la armadura de la columna ya que las barras de la malla superior de la zapata que se encuentran ubicadas en la zona de intersección con la columna son colocadas posteriormente.

Para las zapatas U34 y U35 se consideran las dimensiones según plano del proyecto CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38324 el cual señala que estas zapatas deben tener dimensiones 12.8m x 9.0m y una altura de 2.5m, la colocación del acero dimensionado de las distintas posiciones que conforman las armaduras se realiza según el plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38325 donde indica el uso de varillas de 5/8", 3/4" y 1" de diámetro, con acero $F_y=4200$ kg/cm² y recubrimiento de 7.5 cm (Ver Figura N° 5.13). El peso total de acero de cada una de estas zapatas es de 31.18 Ton. El proceso de armado del acero de estas zapatas recién culmina luego del izaje de la armadura de los pilares ya que las barras de la malla superior de la zapata que se encuentran ubicadas en la zona de intersección con los pilares son colocadas posteriormente.

Para la zapata U36 se consideran las dimensiones según plano del proyecto CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38202 el cual señala que esta zapata debe tener dimensiones 13m x 6m y una altura de 2m, la colocación del acero dimensionado de las distintas posiciones que conforman la armadura se realiza según el plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38203 donde indica el uso de varillas de 5/8", 3/4", 1" y 1 3/8" de diámetro, con acero $F_y=4200$ kg/cm² y recubrimiento de 7.5 cm. El peso total de acero de esta zapata es de 21.93 Ton. El proceso de armado del

acero de esta zapata recién culmina luego del izaje de la armadura de ambas columnas (bi-columnas) ya que las barras de la malla superior de la zapata que se encuentran ubicadas en la zona de intersección con estas columnas son colocadas posteriormente.

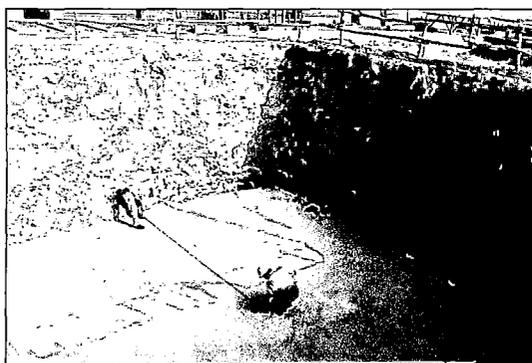


Figura N° 5.11. Trazo y replanteo de ejes y dimensiones de zapatas. (Fuente: Propia)

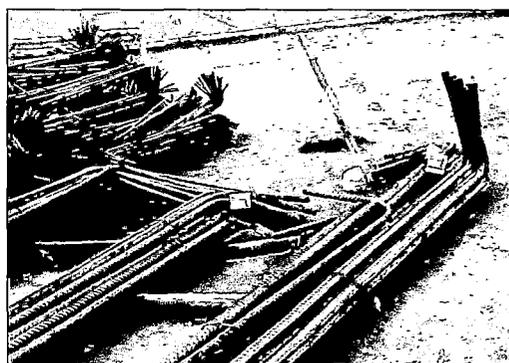


Figura N° 5.12. Acero dimensionado para zapatas del cruce Santa Rosa. (Fuente: Propia)

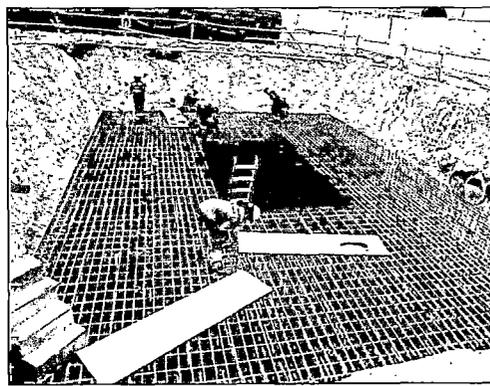
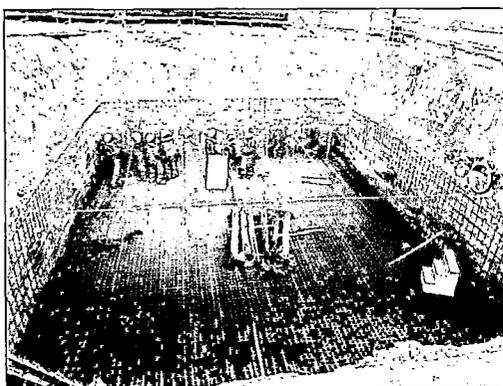
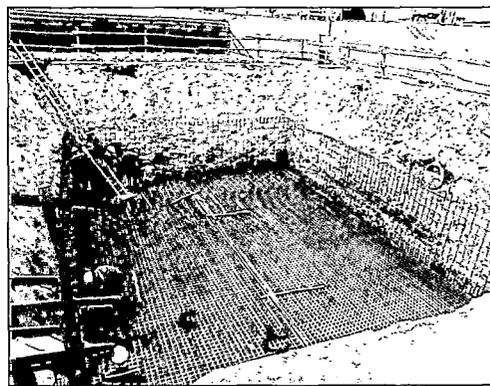
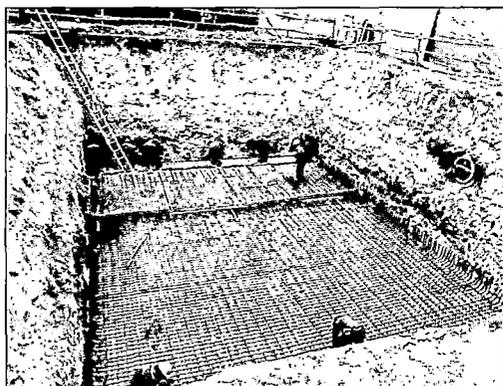


Figura N° 5.13. Secuencia constructiva del armado de acero de zapatas del viaducto en el Cruce Santa Rosa (Fuente: Propia).

5.2.5 Colocación e izaje de armadura de columnas

a) Actividades preliminares

- 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 señala 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.

En la columna U33, el acero de refuerzo de las distintas posiciones que conforman la armadura es colocado según el plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38260, estructuralmente esta columna tiene la armadura de refuerzo longitudinal de 1" y 1 3/8" dispuestas alrededor de 2 núcleos circulares traslapados y confinados por medio de estribos circulares entrelazados de 5/8" y reforzadas

por bastones de 1/2" (Figura N°5.15). La altura de esta armadura es de 15.34 m y el peso total de acero de esta columna es de 11.46 Ton.

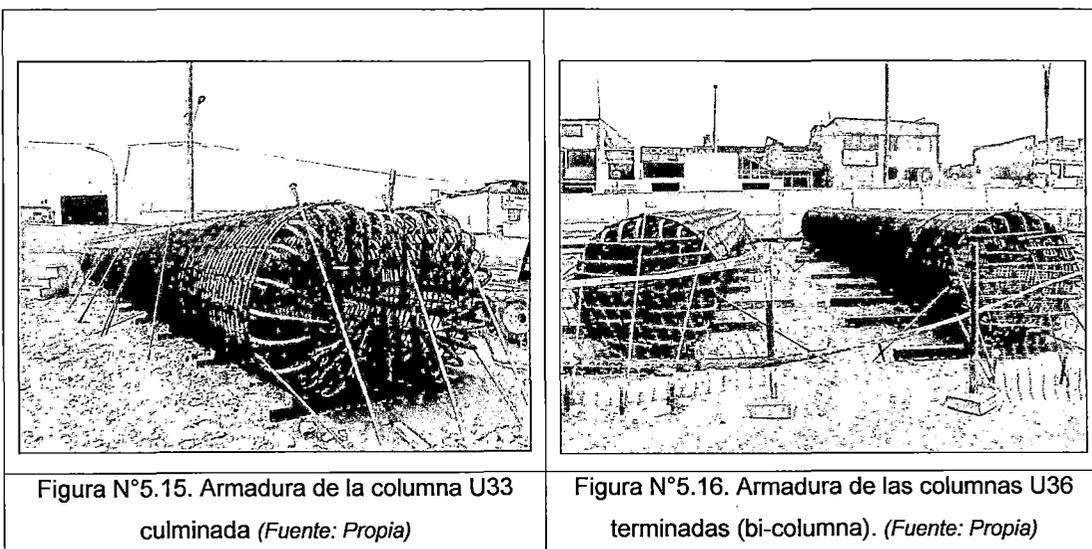
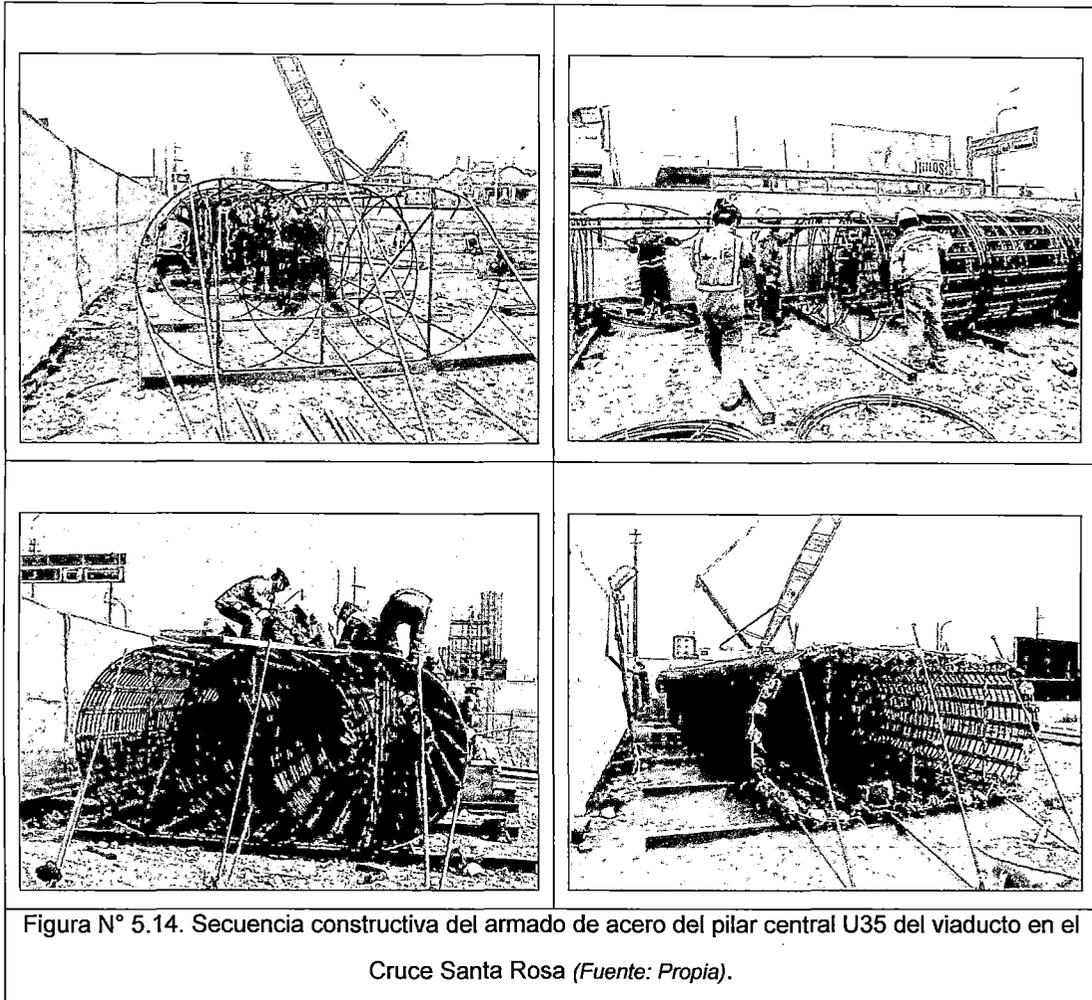
En las columnas centrales U34 y U35, el acero de refuerzo de las distintas posiciones que conforman la armadura son colocados según el plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38325, estructuralmente las columnas tienen la armadura de refuerzo longitudinal de 1" y 1 3/8" dispuestas alrededor de 3 núcleos circulares traslapados y confinados por medio de estribos circulares entrelazados de 5/8" (Ver figura N° 5.14). La altura de la armadura de la columna U34 es de 19.217 m y el peso total de acero de esta columna es de 19.98 Ton. mientras que la altura de la armadura de la columna U35 es de 18.663 m y el peso total de acero de esta columna es de 18.13 Ton.

En los pilares del eje U36 (bi-columna), el acero de refuerzo de las distintas posiciones que conforman la armadura son colocados según el plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38204, estructuralmente estas columnas tienen la armadura de refuerzo longitudinal de 1 3/8" dispuestas alrededor de un núcleo circular y confinado por medio de estribos circulares de 5/8" (Figura N°5.16). La altura de estas armaduras es de 15.06 m y el peso total de acero de estas 2 columnas es de 10.95 Ton.

Una vez culminado el armado de acero 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 U33 y U36 se utiliza una grúa Terex - Lorain Modelo MC9115 con una capacidad de 115 Ton, mientras que para el izaje de las armaduras de las columnas U34 y U35 se utiliza una Grúa Link - Belt Modelo LS-298HSL con una capacidad de 298 Ton (Ver la secuencia de izaje en la Figura N° 5.17).

- 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.

- La maniobra 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 izaje 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 U34 y U35 se procede a colocar 12 tensores, 8 a 9.5 del nivel superior de la zapata y 4 ubicados a 1m por debajo del nivel superior de la armadura de la columna. Para la columna U33 y las columnas U36 se procede a colocar 8 tensores, 4 a 9.1 del nivel superior de la zapata y otros 4 ubicados a 1m 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 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.



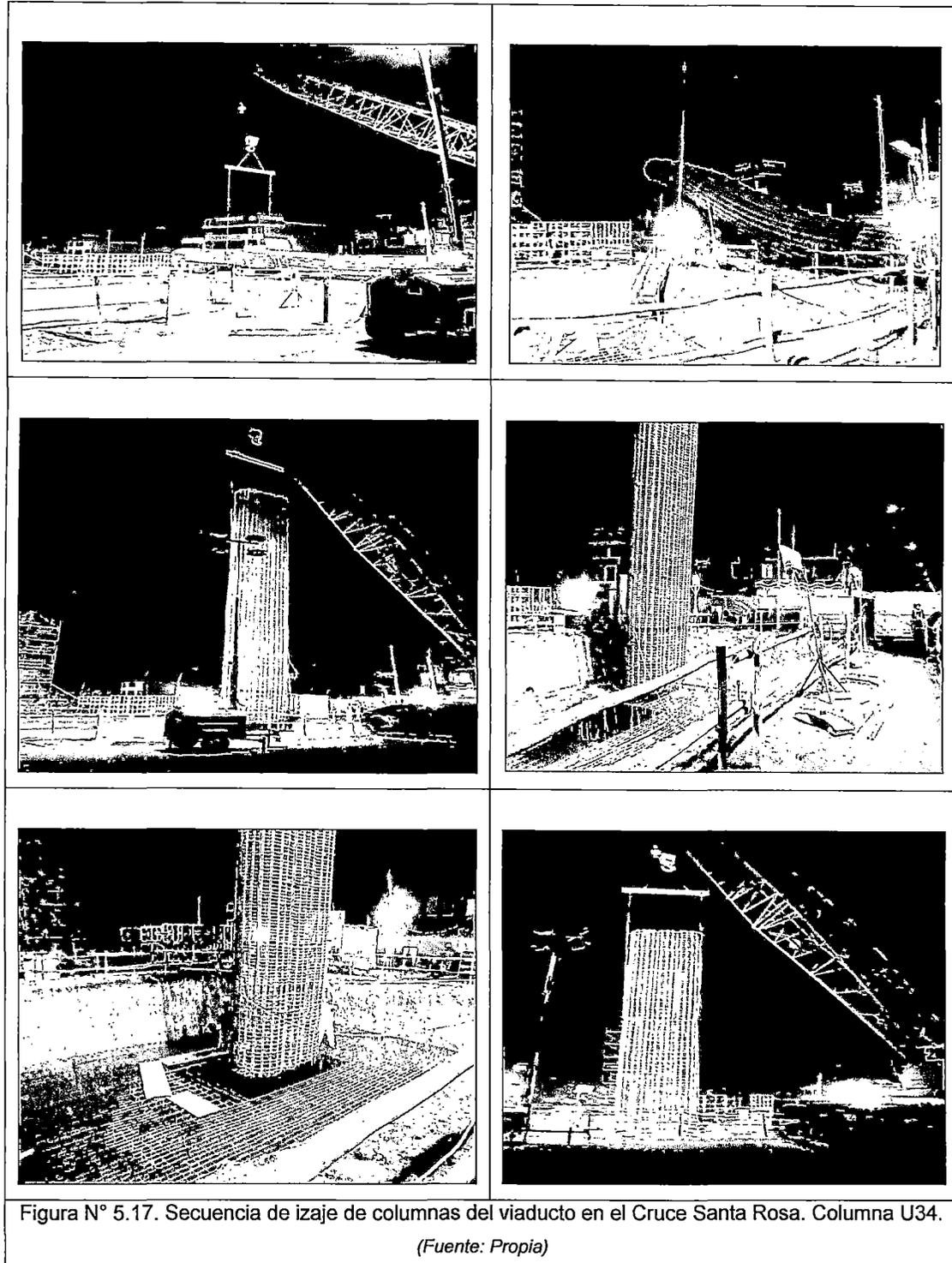


Figura N° 5.17. Secuencia de izaje de columnas del viaducto en el Cruce Santa Rosa. Columna U34.

(Fuente: Propia)

5.2.6 Vaciado de concreto en zapatas

a) Actividades preliminares

- 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. Para las zapatas U33 y U36 estos puntos de soldadura se colocan según los planos CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-13100/CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-13101/CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-13102, mientras que para las zapatas U34 y U35 se procede según los planos CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-54488-1,2,3. Culminada las actividades de soldadura se procede con el sopleteo de la estructura de modo que ésta quede limpia. Una vez realizada la inspección, 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 bugui 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 U33, según el plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38256 es de tipo rectangular de dimensiones 10m x 7.5m, se considera un concreto premezclado de $f'c=210$ 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 150 m³.

Las zapatas U34 y U35, según el plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38324 son de tipo rectangular de dimensiones 12.8m x 9.0m, se considera un concreto premezclado de $f'c=280$ kg/cm² con Slump de 6", sin encofrado, vaciado contra terreno en sus 4 lados (Ver Figura N° 5.18). El volumen de concreto vaciado para cada una de estas zapatas es de 288 m³.

La zapata U36, según el plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38202 es de tipo rectangular de dimensiones 13m x 6.0m, se considera un concreto premezclado de $f'c=210$ kg/cm² y Slump de 6", con encofrado en las caras longitudinales y vaciado contra terreno en las caras transversales (Ver Figura N° 5.19). El volumen de concreto vaciado para esta zapata es de 156 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 Área de Calidad y la Supervisión se encargan de inspeccionar estas labores constantemente.

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).

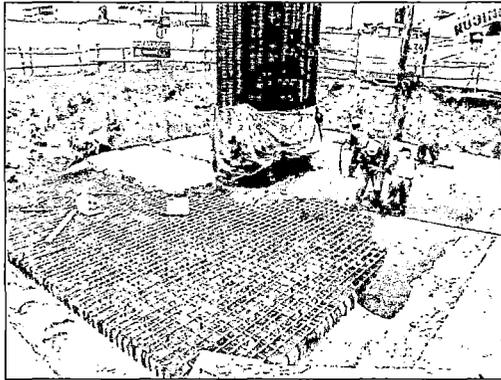


Figura N° 5.18. Vaciado de concreto contra terreno en zapatas del Cruce Santa Rosa.
(Fuente: Propia)

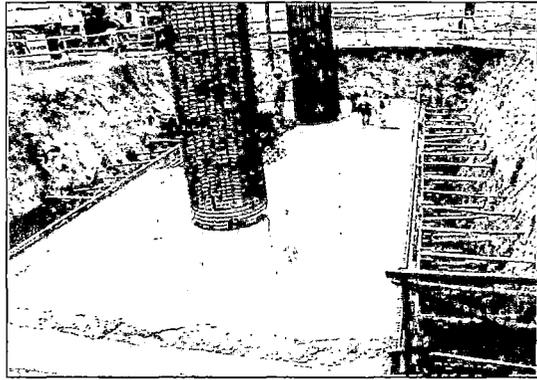


Figura N° 5.19. Vaciado de concreto en zapata U36 con encofrado en las caras longitudinales.
(Fuente: Propia)

5.2.7 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 (Ver Figura N°5.20a). 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) (Ver Figura N° 5.20b).

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 (Ver Figura N°5.20c). Para el encofrado de las columnas U33 y U36 se usan los planos CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38256 y CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38202, respectivamente, mientras que para las columnas U34 y U35 se aplica el plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38324. Todas las columnas son de sección octogonal. Para las columnas U33, U34, U35 y U36 se utilizó 92.7 m², 113.2 m², 108.5 m² y 111.8 m² de encofrado, respectivamente.

El encofrado y vaciado de las columnas U34 y U35 realiza en 2 etapas. La primera hasta los 9.50 m. y la segunda hasta completar la altura total de las columnas. Una vez instalado el encofrado de la primera etapa se deberá apuntalar y asegurar (Ver Figura N°5.20e). La ejecución de esta actividad permite que se libere el primer nivel de 8 tensores. Paralelamente se ejecutan los trabajos de armado de los andamios que permitirá el acceso y

desplazamiento del personal. A las 12 horas de vaciado el primer nivel se procede con el encofrado de la 2da. Etapa hasta completar la altura total de las columnas, previa liberación de los otros 4 tensores (Ver Figura N°5.20f). Para las columnas extremas del viaducto U33 y U36 (bi-columna) se procede del mismo modo excepto que la altura de encofrado de la primera etapa para estas estructuras es hasta los 8.10m de altura. El izaje de los encofrados se realiza empleando una grúa Terex AC40/2 con capacidad de carga de 35 Tn (Ver Figura N° 5.20d).

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.

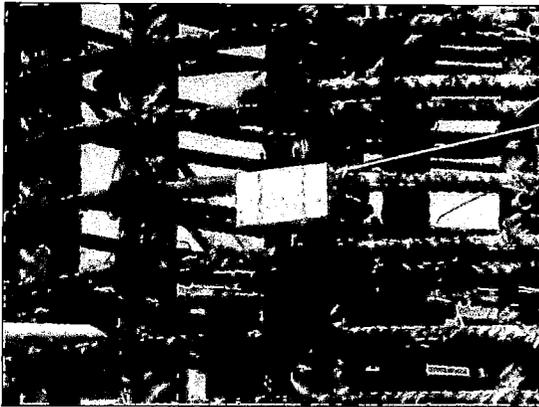


Figura N° 5.20a Colocación de platina en columna
(Fuente: Propia).



Figura N° 5.20b. Trazo y replanteo de ejes y recubrimientos de la columna (Fuente: Propia).

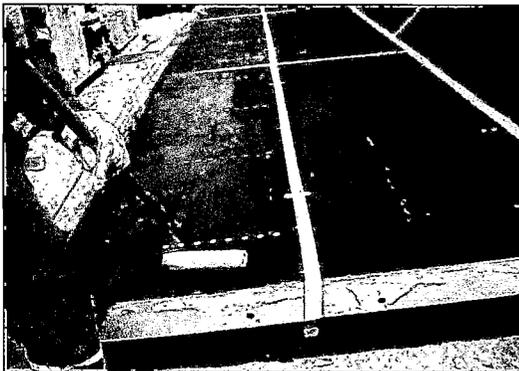


Figura N° 5.20c. Aplicación de desmoldante a los paneles (Fuente: Propia).

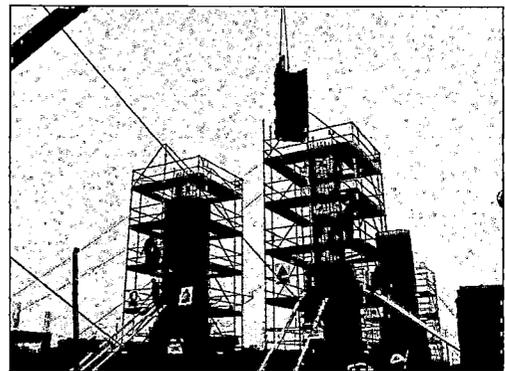
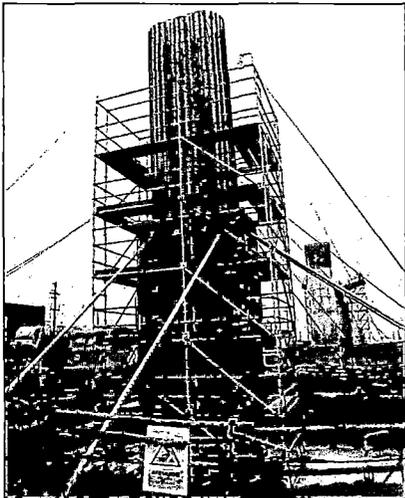
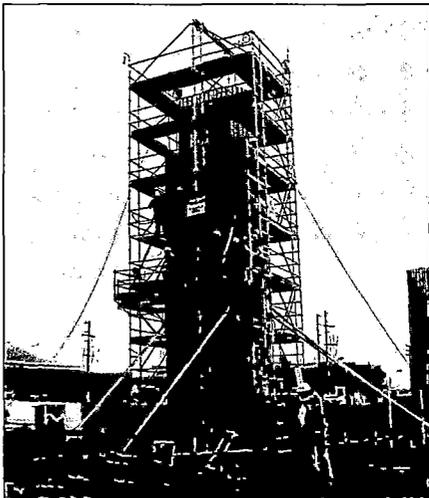


Figura N° 5.20d. Izaje de encofrados Columna U36 (Fuente: Propia).

	
<p>Figura N° 5.20e. Encofrado 1era. Etapa Columna U35 (Fuente: Propia).</p>	<p>Figura N° 5.20f. Encofrado 2da. Etapa Columna U35 (Fuente: Propia).</p>
<p>Figura N° 5.20. Proceso de encofrado de columnas del viaducto en el Cruce con la Av. Santa Rosa empleando el sistema de encofrado modular NEVI. (Fuente: Propia).</p>	

5.2.8 Vaciado de concreto en columnas

a) **Actividades preliminares.**

- 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".

En estas 4 columnas el vaciado se realiza en 2 etapas debido a la altura de las mismas (12 - 14 m.). En las columnas U34 y U35 el 1er. vaciado se realiza hasta un nivel aproximado de 9.5 m para luego encofrar y continuar con el 2do. vaciado hasta el nivel establecido en el plano del proyecto CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38324. En las columnas U33 y U36 (bi-columna) el 1er. vaciado se realiza hasta un nivel de 8.0 m aproximadamente para luego ser encofrado y realizar el 2do. vaciado hasta el nivel establecido en los planos CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38256 y CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38202, respectivamente. El intervalo de tiempo entre el vaciado de la primera y segunda etapa de las columnas es de 12 horas en promedio.

La primera etapa de vaciado de todas estas columnas, debido a su gran altura, se dificultó ya que requiere el empleo de bombas con mangas de mayor longitud, pues la altura de colocación del concreto no debe ser mayor a 1.5 m para evitar una excesiva presión sobre los encofrados y, a la vez, prevenir la segregación.

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 (Ver este proceso de vaciado en la Figura N° 5.21).

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 cangrejeras o la segregación de la mezcla (Ver Figura N°5.21e). 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 N°5.21f).

Las consideraciones para el vaciado de concreto de las columnas U34 y U35 figuran en los planos CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38324 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38334, donde indica que son de sección octogonal alargado transversalmente, de sección 1.60 x 3.20 m y altura promedio de vaciado de 13.317 m y 12.763 m respectivamente. Se considera un concreto premezclado de $f'c=280$ kg/cm² y slump de 8" para la primera etapa de vaciado y 7" para la segunda. El volumen de concreto colocado en obra para estas columnas fueron de 62.32 m³ y 59.73 m³ respectivamente.

Las consideraciones para el vaciado de concreto de la columna U33 figura en el plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38256, donde indica que es de sección octogonal alargado transversalmente, de sección 1.55 x 2.30 m y altura

promedio de vaciado de 13.947 m. Se considera un concreto premezclado de $f'c=280$ kg/cm² y slump de 8" para la primera etapa de vaciado y 6" para la segunda etapa. El volumen de concreto colocado en obra para esta columna fue de 44.07 m³.

Las consideraciones para el vaciado de concreto de las columnas U36 figura en el plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38202, donde indica que son de sección octogonal de 1.40 x 1.40 m y altura promedio de vaciado de 11.991 m. Se considera un concreto premezclado de $f'c=280$ kg/cm² y un slump de 7" para las 2 etapas de vaciado. El volumen de concreto colocado en obra para estas columnas fue de 39.33 m³.

Antes de iniciar el vaciado de concreto de la 2da. etapa de las columnas se vierte una lechada (agua/cemento) en proporción 1:1 para garantizar la adherencia entre la 1era. y 2da. etapa. Para el vaciado se emplea mangueras flexibles de 6" garantizando una altura máxima de caída del concreto de 1.5m (Ver Figura N°5.22). El desencofrado de las columnas se realiza después de 24 horas de vaciada la 2da. etapa (Figura N° 5.23).

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.

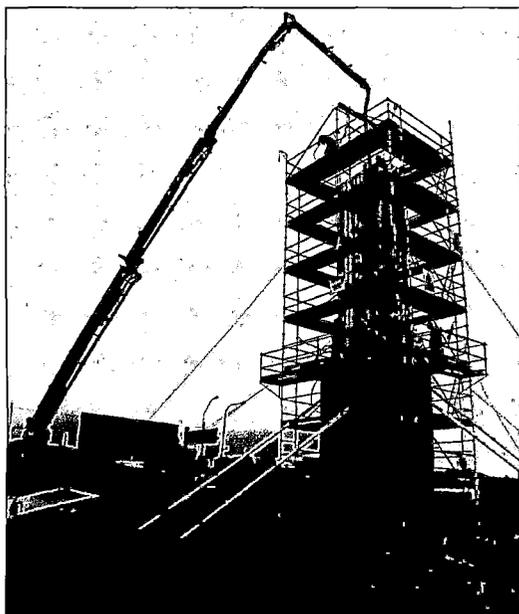


Figura N° 5.21a. Vaciado de concreto en columnas (1era. Etapa) (Fuente: Propia).

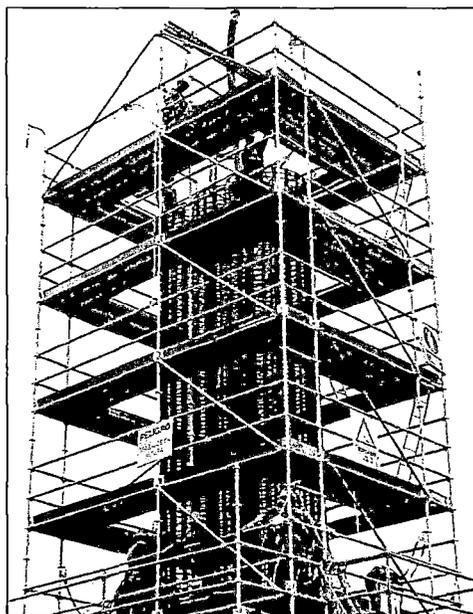


Figura N° 5.21b. Tubos acoplados colocados verticalmente. Inicio del vaciado (Fuente: Propia).

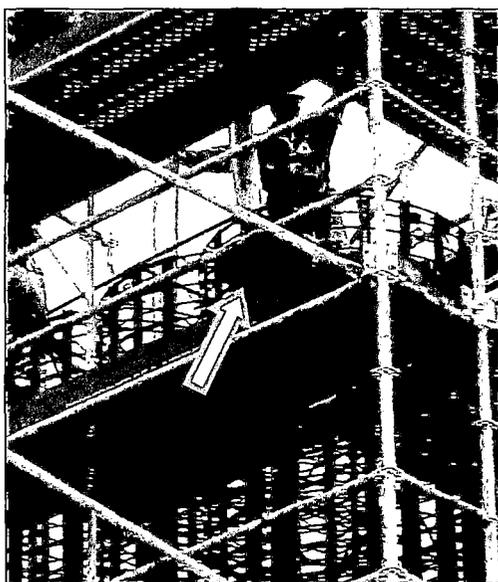


Figura N° 5.21c. Embudo ubicado en el extremo superior a través del cual se coloca el concreto. (Fuente: Propia).

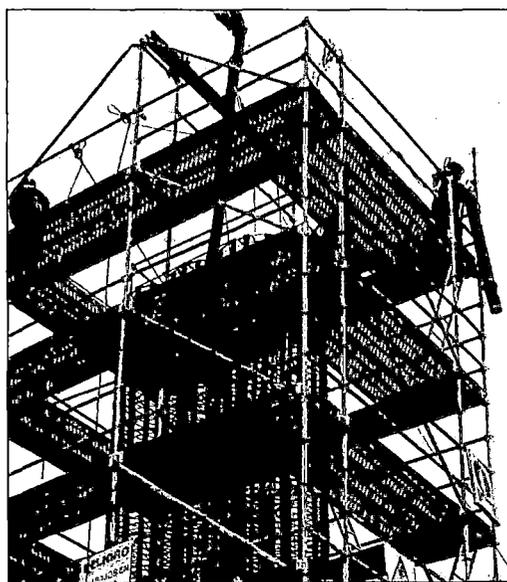


Figura N° 5.21d. Los tubos son retirados a medida que transcurre el vaciado y asciende el nivel de concreto (Fuente: Propia).

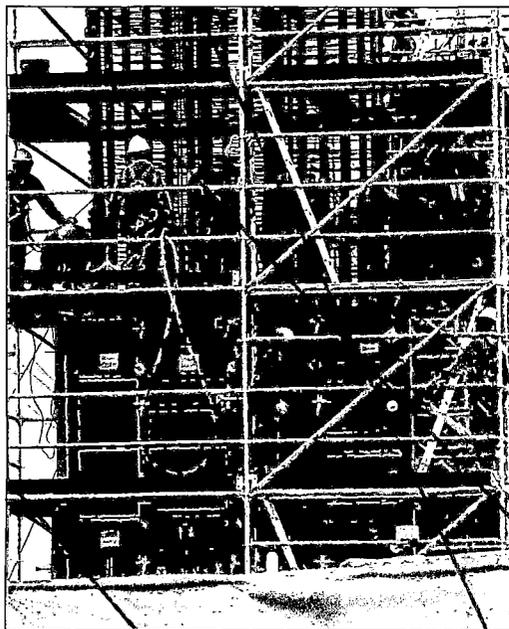


Figura N° 5.21e. Vibrado interno empleando vibradores de inmersión (Fuente: Propia).

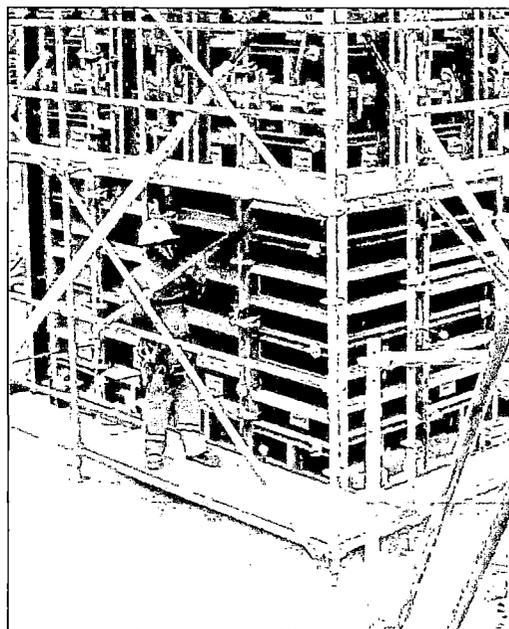


Figura N° 5.21f. Vibrado externo empleando tacos de madera (Fuente: Propia).

Figura N° 5.21. Proceso de vaciado de concreto en columnas del Cruce Santa Rosa (1era. Etapa).
(Fuente: Propia)

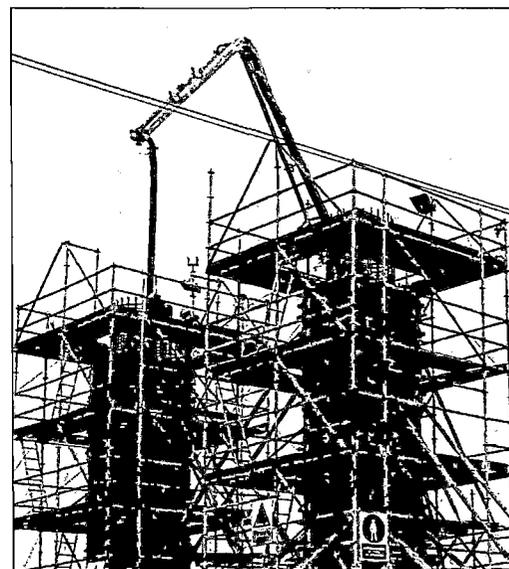
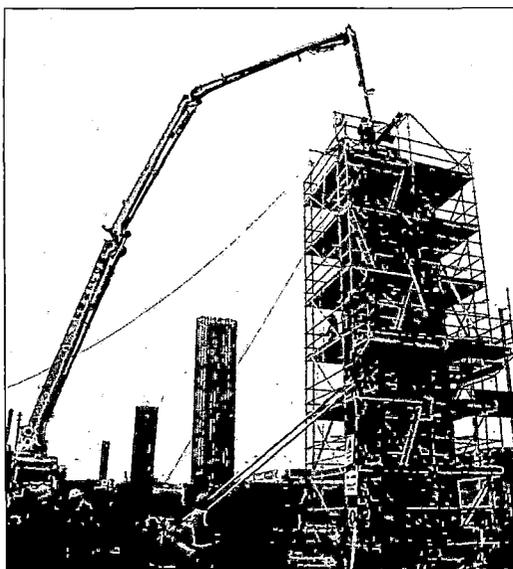
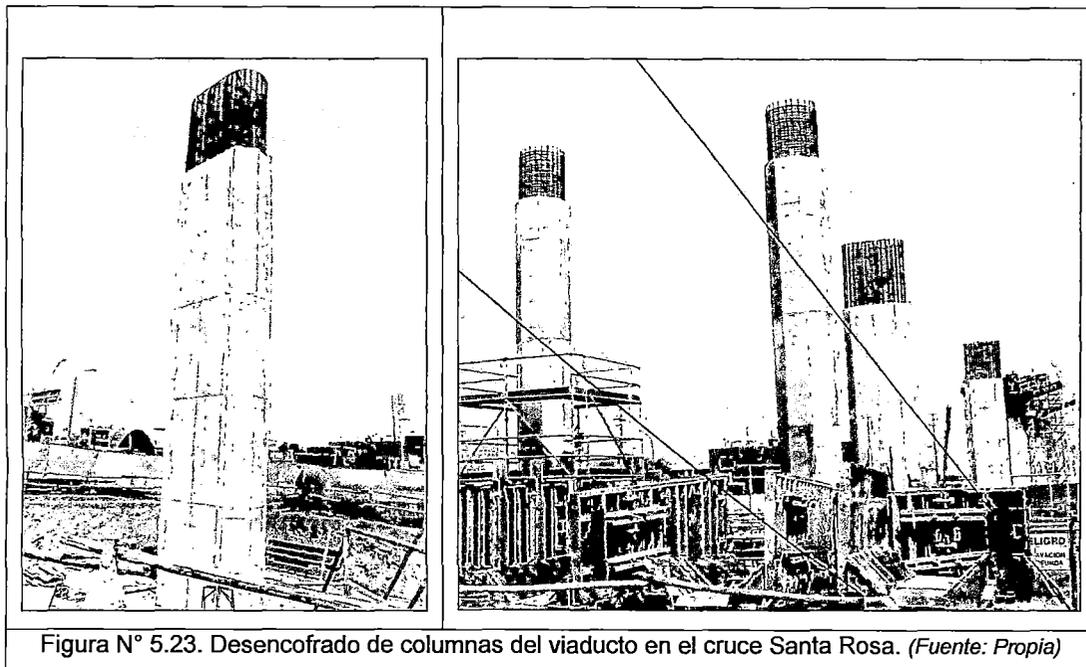


Figura N° 5.22. Vaciado de concreto en columnas del viaducto en el Cruce Santa Rosa (2da. Etapa) (Fuente: Propia)



5.2.9 Relleno y compactación de zapatas.

a) Actividades preliminares

- Se verifica previamente el correcto llenado de los ATS y el Permiso de Trabajo para cualquier prueba y/o ensayo (Prueba de compactación con densímetro nuclear) con la finalidad de preservar las condiciones seguras de las mismas. Asimismo se verifica que el personal cuente con todos los implementos de seguridad necesarios (EPP's) e iluminación adecuada (si las labores se realizan de noche) que permitan ejecutar los trabajos en óptimas condiciones.
- 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.

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 Figura N° 5.24).

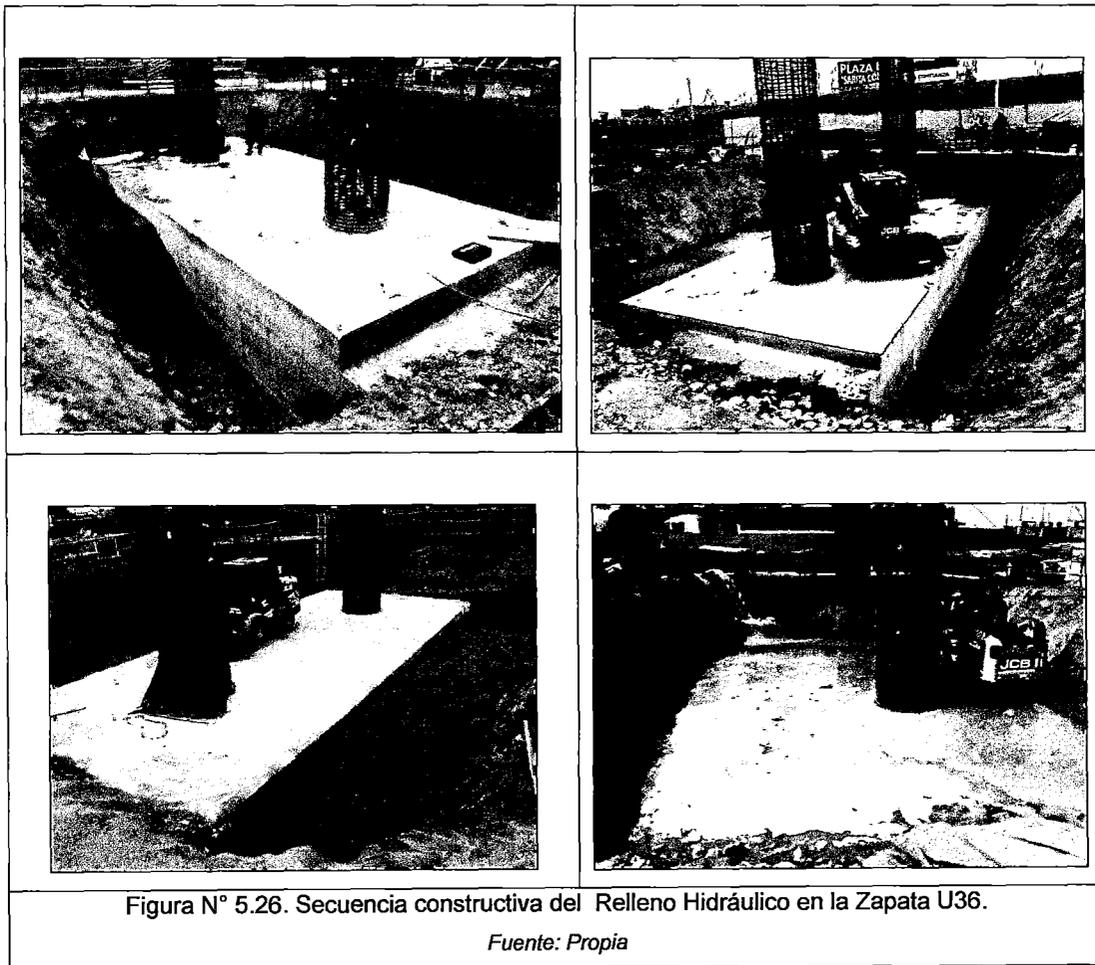
Con el apoyo de Topografía se realiza el trazo de niveles y los espesores de las capas de relleno y una vez culminado el compactado de cada capa se encargan de verificar dichos niveles.

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° 5.25).

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

En el caso de la zapata U36 para el relleno entre la zapata y el talud longitudinal (con retiro de 1 m.) se utilizó arena adensada con agua (relleno hidráulico) para evitar el ingreso del personal a realizar labores de compactación (Ver la secuencia constructiva de este relleno en la Figura N° 5.26); los incidentes ocurridos durante la ejecución de las excavaciones (deslizamientos de taludes) a causa de rellenos inestables colocados al volteo luego del retiro de interferencias y, además, la presencia de arena suelta en los estratos superiores no garantizaba la seguridad de los trabajadores. Existía el riesgo de derrumbes en esta zona por efecto del vibrado de los equipos durante la compactación.





5.2.10 Construcción de vigas 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 U33 y U36, 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 Ulmaflex y fenólicos). En el eje U36, por ser un cabezal de mayor dimensión, estos elementos son izados independientemente e instalados según la secuencia constructiva (Ver figura N° 5.27). 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 (Ver figura N° 5.28).

Para el cabezal U33 el armado de acero es ejecutado según los planos del proyecto CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38341 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38342 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38343, se emplean varillas de acero de diámetro $\frac{1}{2}$ " , $\frac{5}{8}$ " , $\frac{3}{4}$ " , 1" y 1 $\frac{3}{8}$ " con $f_y=4200$ kg/cm² y un recubrimiento de 5 cm, el peso total de acero para este cabezal es de 5.26 Ton.

Para el cabezal U36 el armado de acero se realiza según el plano del proyecto CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38209, se emplean varillas de acero de diámetro $\frac{3}{8}$ " , $\frac{5}{8}$ " , $\frac{3}{4}$ " , 1" y 1 $\frac{3}{8}$ " con $f_y=4200$ kg/cm² y un recubrimiento de 5 cm, el peso total de acero para este cabezal es de 20.54 Ton.

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 (Figura N° 5.29).

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. Para los cabezales U33 y U36 se emplean los planos CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38340 y CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38207, respectivamente. Los encofrados son izados

empleando una grúa. En los cabezales U33 y U36 se emplearon 54.35 m² y 141.93 m² de encofrado respectivamente.

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 (Ver Figura N°5.31). En los cabezales U33 y U36 se sueldan platinas de ¼" de espesor y de 100 x 60mm. distribuidas según los planos del proyecto CTEL-CTE-GEN-ELE-DWG-13100 / CTEL-CTE-GEN-ELE-DWG-13101 / CTEL-CTE-GEN-ELE-DWG-13102 / CTEL-CTE-AET-PAT-VIA-DWG-54488-1,2,3./ CTEL-CTE-AET-PAT-VIA-DWG-54469.

Terminado los trabajos de encofrado (encofrado modular con paneles COMAIN. Ver figura N° 5.32) 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.

El vaciado se realiza empleando una bomba para concreto tipo pluma (Figura N° 5.33). Se emplea concreto premezclado de $f'c=280$ kg/cm² y slump de 6". El volumen de concreto colocado para las vigas cabezales U33 y U36 fue de 32.49 m³ y 104.95 m³ respectivamente. Durante el proceso de vaciado del concreto el Ing. de Calidad 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 1 1/2" y 2".

Las vigas cabezales U33 y U36 por tratarse de cabezales de junta no llevan restricciones longitudinales, solamente de colocan llaves de corte cuya función

es la de transmitir las cargas transversales entre el tablero del viaducto y la viga cabezal (Ver Figura N° 5.34). Al no colocarse restricciones longitudinales, la estructura podrá desplazarse libremente en dicha dirección ante algún evento, a través de una junta sísmica de 30 cm.

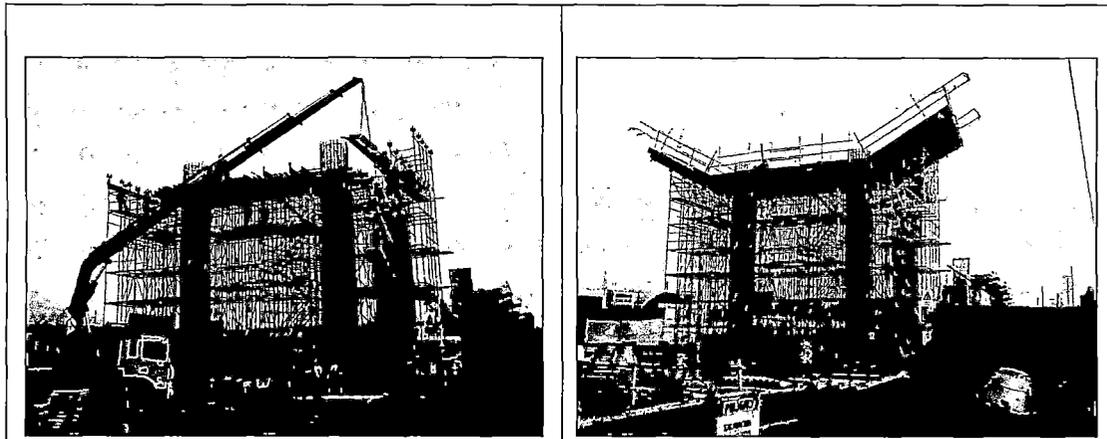


Figura N° 5.27. Montaje del soporte de la viga cabezal U36. (Fuente: Propia)

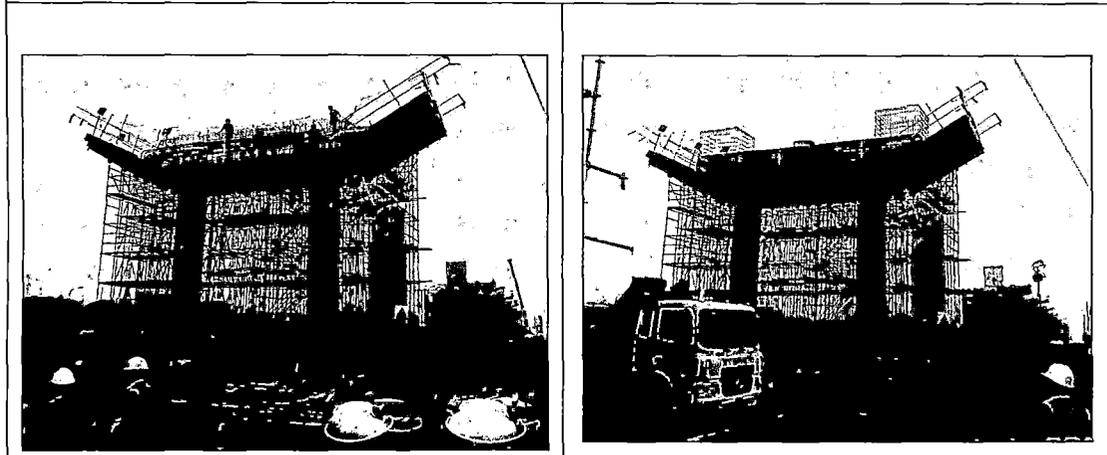


Figura N° 5.28. Colocación de la armadura del cabezal U36. (Fuente: Propia)

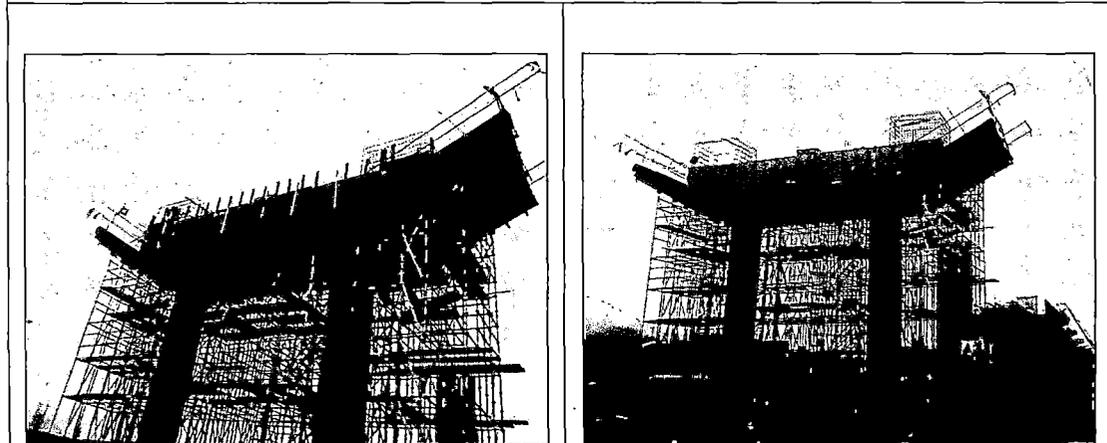


Figura N° 5.29. Encofrado y vaciado de cabezal U36 (Fuente: Propia)

Figura N° 5.30. Desencofrado de viga cabezal U36 (Fuente: Propia)

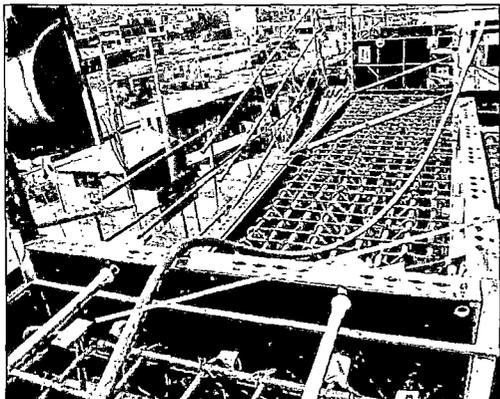


Figura N° 5.31. Sistema de protección contra corrientes de fuga en cabezales del Cruce Santa Rosa. Cabezal U33 (Fuente: Propia)



Figura N° 5.32. Encofrado de vigas cabezales empleando Paneles COMAIN. Cabezal U33 (Fuente: Propia)

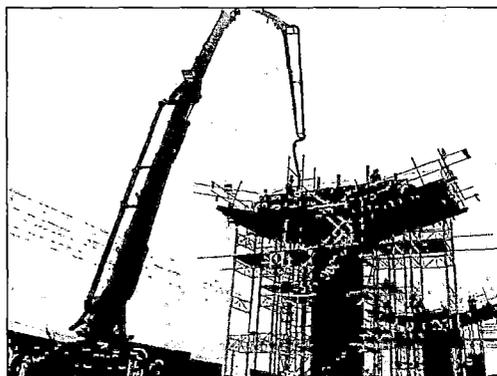


Figura N° 5.33. Vaciado de concreto en viga Cabezal U33. (Fuente: Propia)

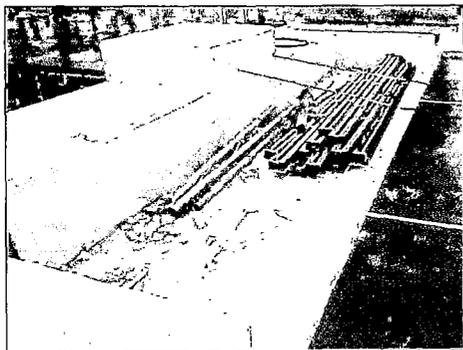


Figura N° 5.34a. Viga cabezal U33 (Fuente: Propia)

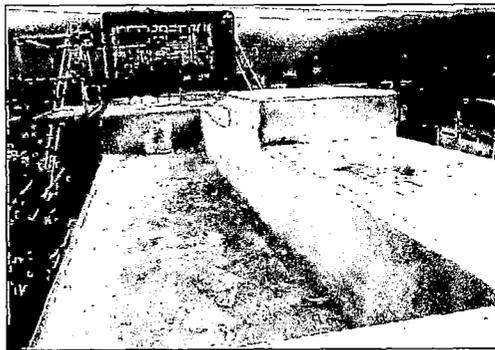


Figura N° 5.34b. Viga cabezal U36. (Fuente: Propia)

Figura N° 5.34 Zona de apoyo de las vigas cajón sobre las vigas cabezales del viaducto U33 y U36 en el Cruce Santa Rosa (Fuente: Propia)

5.2.11 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. Ver plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38322.

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 CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38322.

b) Preparación y aplicación del 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 CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38322 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38334 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38207 (Ver Figura N° 5.35h).

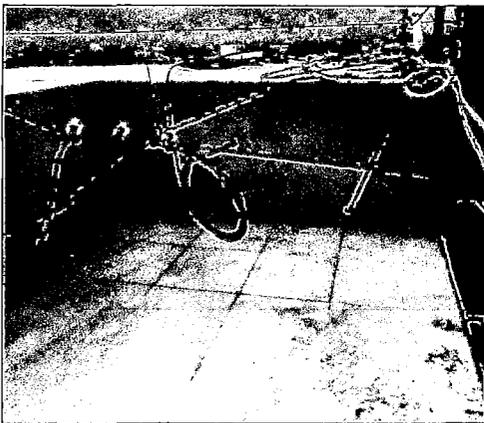


Figura N° 5.35a. Trazo y replanteo de ejes y dimensiones (Fuente: Propia).

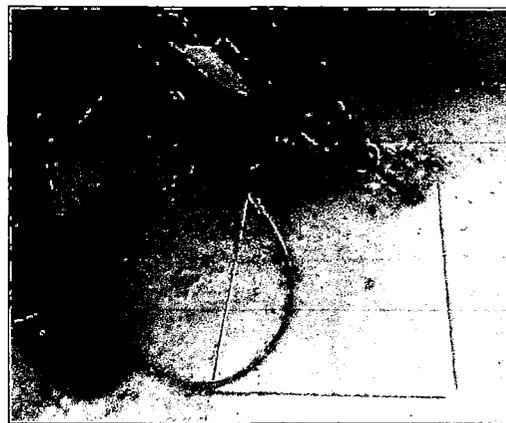


Figura N° 5.35b. Escarificado de la superficie (Fuente: Propia).

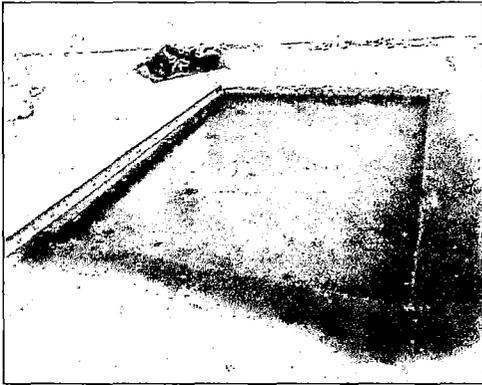


Figura N° 5.35c. Superficie saturada con agua
(Fuente: Propia).

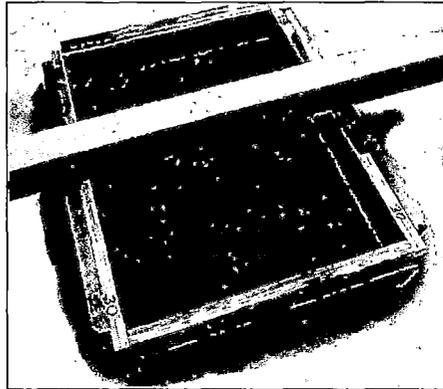


Figura N° 5.35d. Encofrado
(Fuente: Propia).

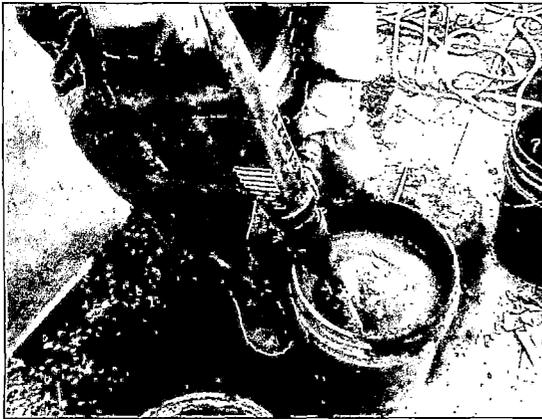


Figura N° 5.35e. Preparación de la mezcla de
grout (Fuente: Propia).

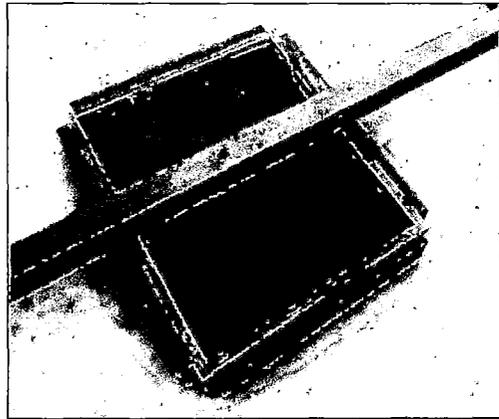


Figura N° 5.35f. Colocación del grout
(Fuente: Propia).



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

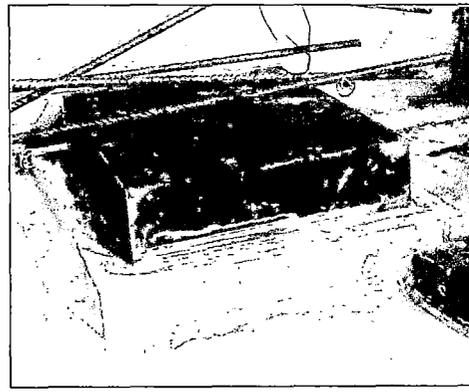


Figura N° 5.35h. Colocación del neopreno
(Fuente: Propia).

Figura N° 5.35. Secuencia constructiva de colocación de los aparatos de apoyo sobre los cabezales
U33 y U36 (Fuente: Propia).

5.3 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL VIADUCTO

5.3.1 Soporte especial para encofrado de vigas cajón

5.3.1.1 Proceso constructivo del soporte especial en los vanos U33-U34 y U35-U36.

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 (Figura N°5.37). Se colocaron marcos de arriostramiento (5 marcos por torre), éstos se fijaron al tubo exterior de los puntales mediante garras y cuñas (Figura N°5.38). 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 (Ver Figura N°5.39). 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 tablonés de 12" x 11/2" x 12' (Figura N°5.40).

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°5.41 y Figura N°5.42). La Memoria de Cálculo de este sistema de soportes se muestra en el Anexo C2-a. Los planos figuran en el Anexo C2-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.

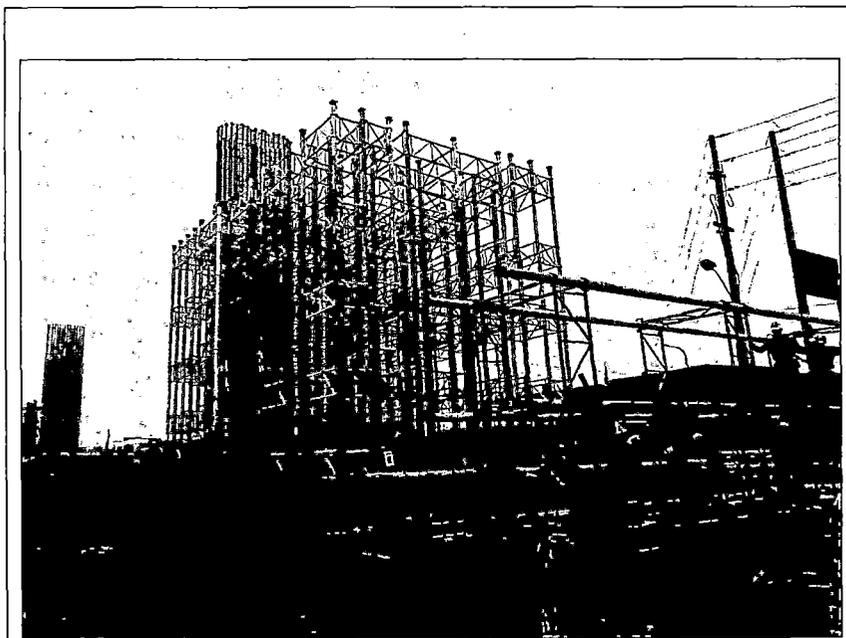


Figura N° 5.36. Pre-armado del Sistema de Torres Aluprop en piso

Fuente: Propia



Figura N° 5.37. Unión entre puntales mediante tornillos (Fuente: Propia).



Figura N° 5.38. Marcos de arriostramiento. (Fuente: Propia).

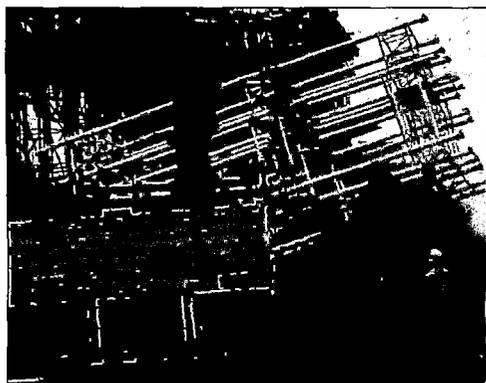


Figura N° 5.39. Izaje de Torres Aluprop (Fuente: Propia).

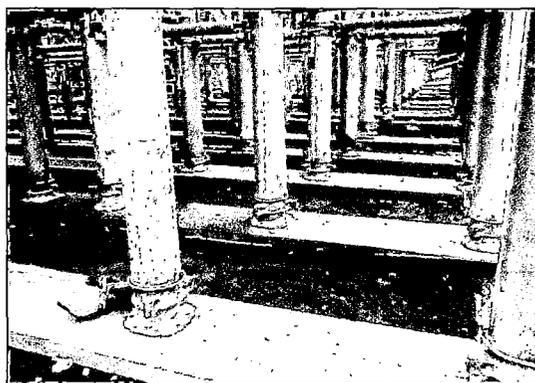


Figura N° 5.40. Apoyo de Torres Aluprop (Fuente: Propia).

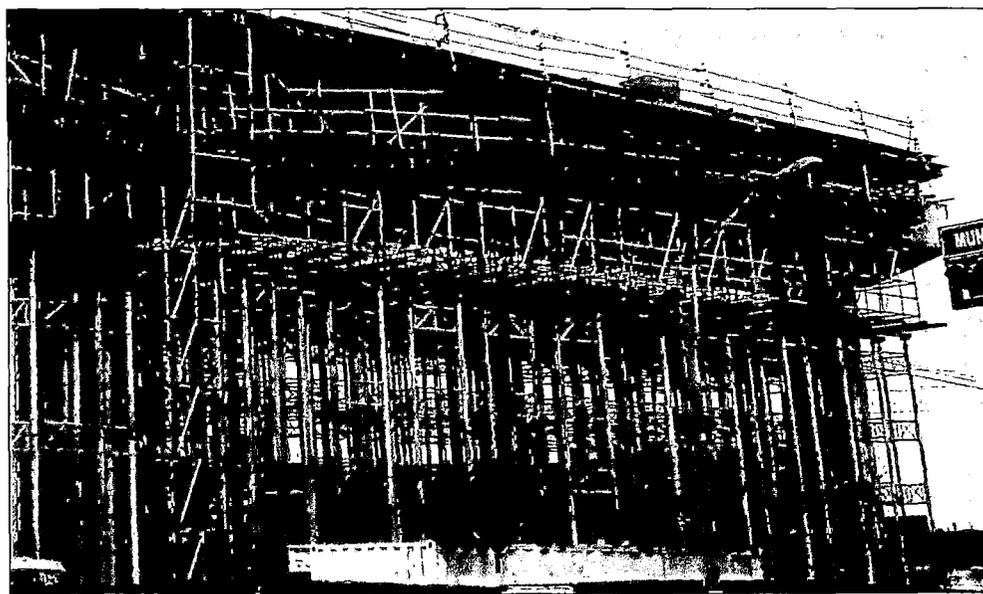


Figura N° 5.41. Sistema de soporte de la viga cajón en el vano U33-U34 (Fuente: Propia).

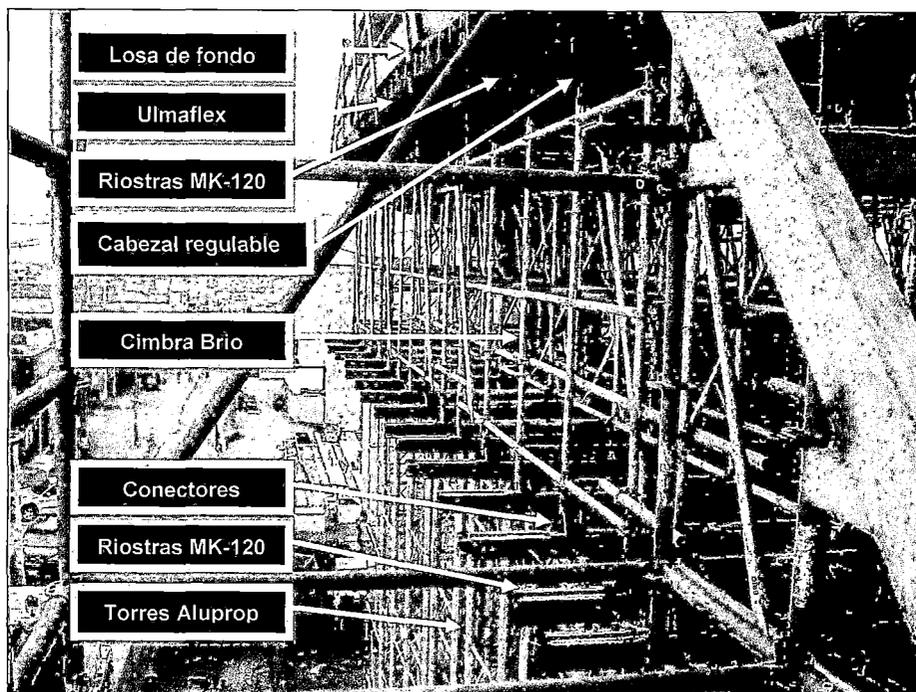


Figura N° 5.42. Detalles del sistema de soporte de viga cajón en los vanos U33-U34 y U35-U36. (Fuente: Propia).

5.3.1.2 Proceso constructivo del soporte especial en el vano central U34-U35.

Para el soporte del encofrado de la viga cajón en el vano central U34-U35 que cruza la Avenida Santa Rosa se emplea otra solución. En este caso, el soporte consta de unas estructuras denominadas Torres de Cimbra MK como apoyo principal y en los extremos acompañados por Torres Aluprop para completar la longitud central. Sobre las Torres MK se apoyan unas Cerchas MK Articuladas.

Se optó por este sistema para evitar el cierre de la vía, en este caso la Av. Santa Rosa. Cabe destacar que durante la construcción del viaducto en ningún momento se interrumpió el tránsito vehicular ni peatonal a través de esta importante avenida.

El proceso constructivo se inicia con el montaje de las Torres MK, este proceso de pre-armado se realiza en piso y a pie de obra (Ver Figura N°5.43) y el izaje se realiza empleando Camión Grúa. Estas torres son sistemas estructurales que servirán de apoyo o base a las Cerchas MK. Están sometidas a cargas de

compresión, debido a que, soportan su propio peso, la estructura a encofrar y la sobrecarga dada. Para maximizar las cargas admisibles es necesario anclar la base de las torres sobre superficies adecuadas. Por esta razón, se construyeron losas de concreto armado que sirven como base (Figura N°5.44). Sobre éstas se anclan las bases de las Torres MK. Las uniones Testa MK se emplean en zonas intermedias de las torres, pues se usa para unir a las Riostras MK verticales para armar torres de gran altitud hasta alcanzar las cotas del proyecto y a la vez sirve para anclar a las Montantes Horizontales MK. Además, se emplean uniones intermedias MK-120 para sujetar a las Diagonales MK y a las Montantes Horizontales MK que se emplean con la finalidad de arriostrar la Torre MK y estabilizar la estructura e incrementar su capacidad de carga (Ver Figura N° 5.45 y Figura N°5.46).

Cabe mencionar, que por un tema de seguridad, las Torres MK llevan una protección perimetral (muro) de concreto armado debidamente ubicados y señalizados con cintas reflectoras para su visualización por la noche, esto evitará cualquier incidente con los vehículos particulares o maquinarias que circulan por los alrededores durante la construcción.

Este Sistema de apuntalamiento es proporcionado por la empresa ULMA Encofrados Perú S.A. y entre sus características más resaltantes destaca su gran capacidad de carga, situada en torno a los 25-36 Ton. en cabeza de torre MK, dependiendo de la altura, configuración de la torre, de las condiciones de viento y esfuerzos laterales. Para alcanzar estas cargas la torre debe ir anclada en su base tal y como se detalló anteriormente. En total se emplearon 9 Torres Cimbra MK distribuidas en 3 filas con 3 Torres cada una (1 fila en cada extremo y 1 fila en la parte central de la Avenida Santa Rosa) espaciadas a 10.34 m. (Ver planos en el Anexo C2-c). El peso de cada Torre Cimbra MK es de 3.5 Ton.

En la parte superior de las Torres MK (cabezal), se colocan las vigas W8x31 de 2.5m de longitud y sobre ellas se montan las cerchas articuladas MK (6 unidades), estas quedan apoyadas de torre a torre y alineadas sobre las vigas W tal como muestran los planos del Anexo C2-c.

Las cerchas MK articuladas también son pre-armadas en piso, luego los elementos son izados empleando una grúa. El peso de cada cercha MK es de 4.5tn y su longitud de 12.5m en promedio (Ver Figura N°5.47 y Figura N°5.48).

La Cercha MK está diseñada para la ejecución de estructuras de gran capacidad portante. La estructura está basada en formas triangulares equiláteras que se forman mediante Riostras MK-120 y Nudos MK (se emplearon Nudos 120 MK, Nudos 180 MK y Nudos 360 MK) en el eje principal de carga y normalmente están arriostradas entre sí, mediante Uniones y Tubos. Cada cercha MK presenta 4 puntos de apoyo (2 por torre) y el anclaje sobre las vigas W se realiza mediante apoyos empleando pernos de fijación.

Una vez izadas y posicionadas las cerchas MK, sobre éstas se colocan transversalmente Riostras MK-120 que a su vez soportan a los pies verticales BRIO, estos se fijan a través de unos Conectores JRM. 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 las vigas cajón (Los detalles de este sistema de soporte se muestran en la Figura N°5.49 y Figura N°5.50). Ver Memoria de Cálculo en el Anexo C2-b.

Las riostras MK están formados por dos perfiles UPN-120 colocados opuestos entre sí. Su principal característica es la doble hilera de orificios que dispone lo que le otorga una gran versatilidad para el anclaje de conectores y pernos conformando diferentes configuraciones de soportes.

Las vigas ULMAFLEX son elementos que unidas a las Riostras MK (como elementos de segunda tramada), forman el soporte de la superficie que actúa como cara encofrante del fondo de losa de la viga cajón; tienen forma de I, con un peralte de 200 mm y ancho de 80 mm. Estas vigas, unidas transversalmente entre sí, se emplean también como apoyo del encofrado de la losa en la zona de los volados de las vigas cajón. Como soporte del encofrado de estos volados también se emplea el Sistema BRIO. Los pies verticales BRIO aquí ya no llevan Conectores JRM como los del nivel anterior, pero si se colocan Husillos con Placa que les permite apoyarse sobre el tablero fenólico. En cambio, sobre el

extremo superior si poseen el mismo sistema del Cabezal con Husillo regulable sobre los cuales se apoyan las vigas ULMAFLEX.

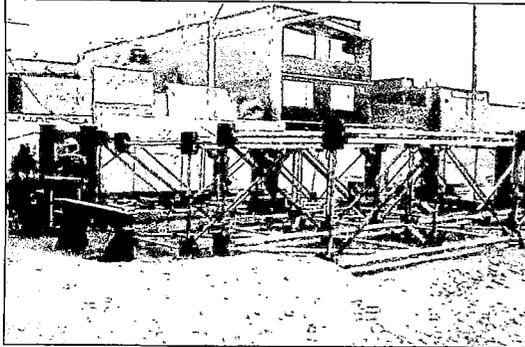


Figura N° 5.43 Pre-armado de Torres MK en piso. (Fuente: Propia).

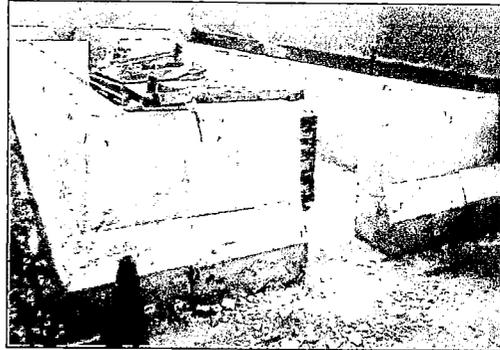


Figura N° 5.44. Losa de concreto armado para base de Torre MK. (Fuente: Propia).

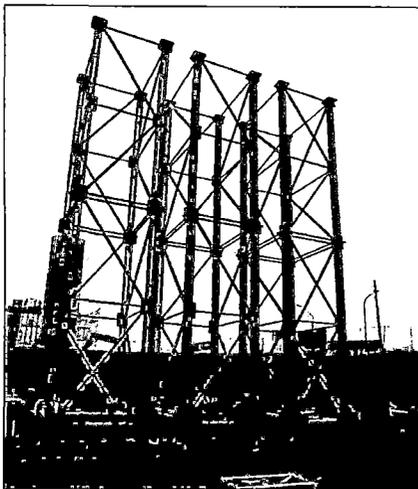


Figura N° 5.45. Torres MK izadas. (Fuente: Propia).

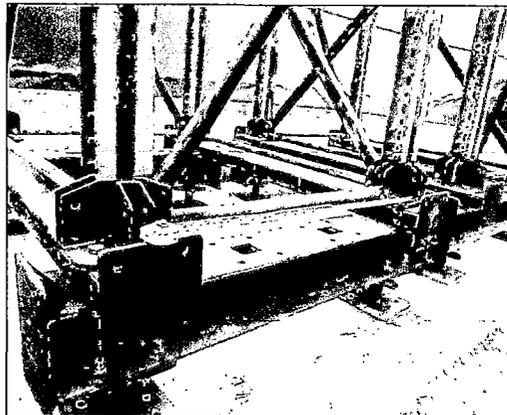


Figura N° 5.46. Anclaje de base de Torre MK sobre la losa de concreto. (Fuente: Propia).



Figura N° 5.47. Pre-armado de cerchas MK en piso. (Fuente: Propia).

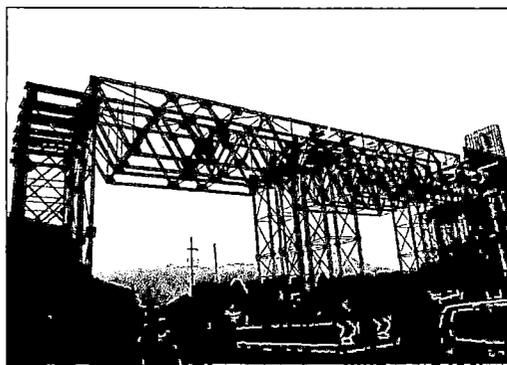


Figura N° 5.48. Izaje de Cerchas MK. (Fuente: Propia).

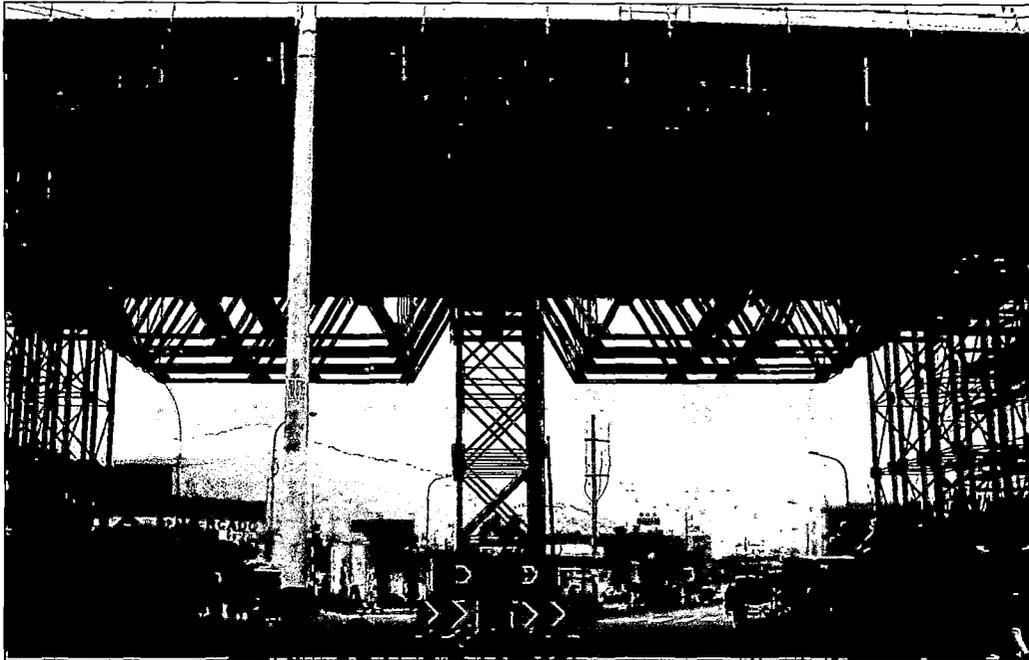


Figura N° 5.49. Sistema de Soporte de las vigas cajón en el vano central U34-U35 del Cruce Santa Rosa. (Fuente: Propia).

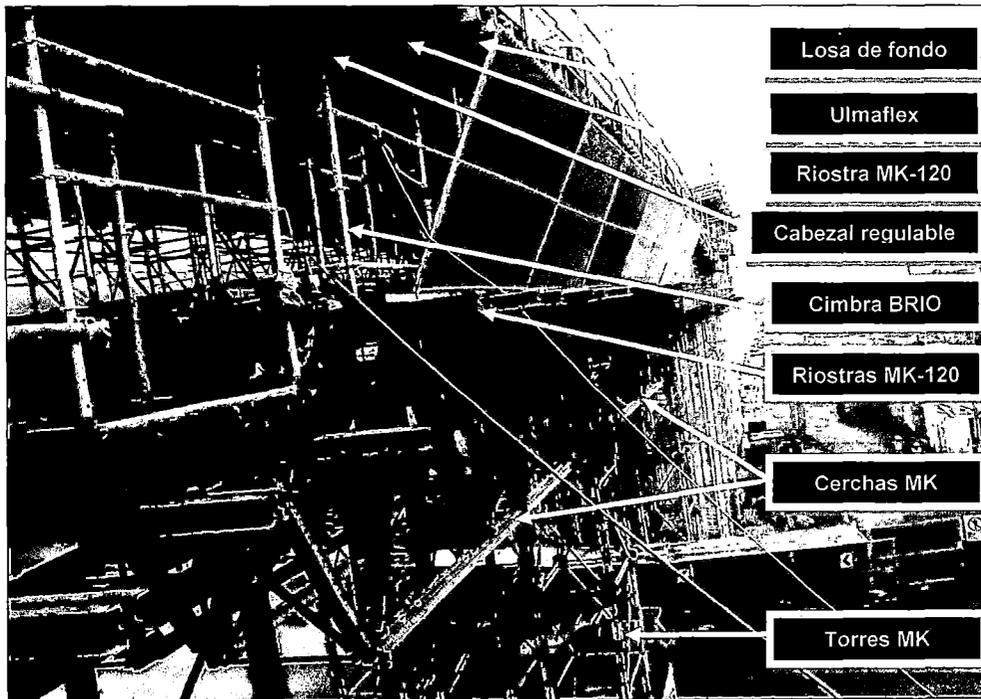


Figura N° 5.50. Detalles del sistema de soporte de viga cajón en el vano central U34-U35 Cruce Santa Rosa. (Fuente: Propia)

5.3.2. Proceso constructivo de vigas cajón y diafragmas.

5.3.2.1 Encofrado externo de vigas 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, Topografía 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 CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38323 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38326 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38327 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38328. Ver Figura N°5.51.

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°5.52), 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 U33-U34 y se realiza según la geometría establecida en los planos CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38323 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38326 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38327 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38328.

Culminada la colocación de los paneles laterales se procede a armar el soporte de los volados (Ver Figura N°5.53), 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°5.54). Las cotas y las dimensiones de los encofrados son verificados por Topografía según los planos del proyecto mencionados líneas arriba.

Este proceso se realiza de manera similar en todos los vanos del viaducto en estudio. Se inicia en el vano U33-U34, luego el vano U34-U35 y finalmente el vano U35-U36.

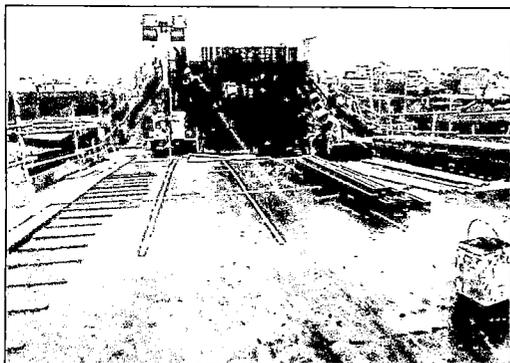


Figura N° 5.51. Encofrado de losa de fondo de viga cajón. (Fuente: Propia)

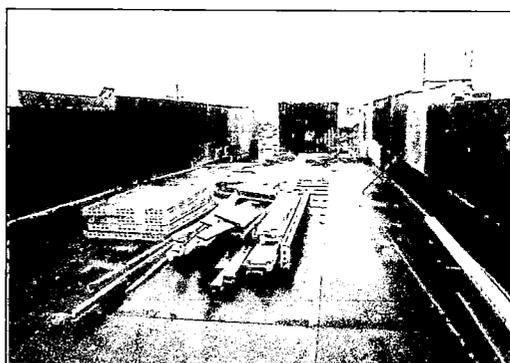


Figura N° 5.52. Encofrado lateral de las almas. (Fuente: Propia)

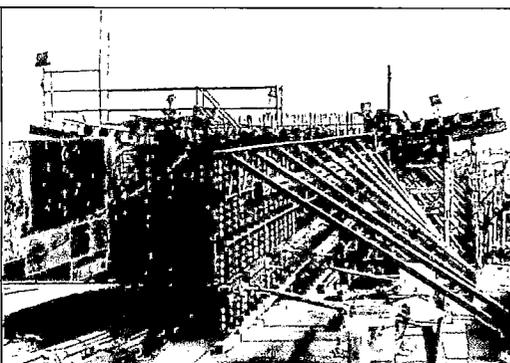


Figura N° 5.53. Encofrado de los volados de la viga cajón. (Fuente: Propia)

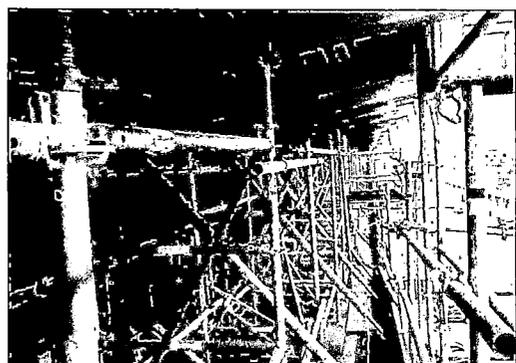


Figura N° 5.54. Detalle del sistema de soporte de las almas y volados de la viga cajón. (Fuente: Propia)

5.3.2.2 Colocación de la armadura transversal y longitudinal de losas de fondo y almas de las vigas 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 almas de las vigas cajón, según los planos del proyecto CTCL-TYL-VTU-EST-DWG-38329 / CTCL-TYL-VTU-EST-DWG-38330 / CTCL-TYL-VTU-EST-DWG-38331, se emplean varillas de acero dimensionado de diámetros 1/2", 5/8", 3/4", 1" con $f_y=4200$ kg/cm² y recubrimiento en capa inferior de losa de 2.5 cm. y capa superior de 3

cm., en las paredes laterales de la viga cajón se considera un recubrimiento mínimo de 4 cm (Ver Figura N°5.55).

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 CTEL-CTE-AET-PAT-VIA-DWG-54488-1,2,3 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).

La secuencia de habilitado y colocación de la armadura es similar al encofrado, es decir, se inicia en el vano U33-U34, luego U34-U35 y culmina en el vano U35-U36.

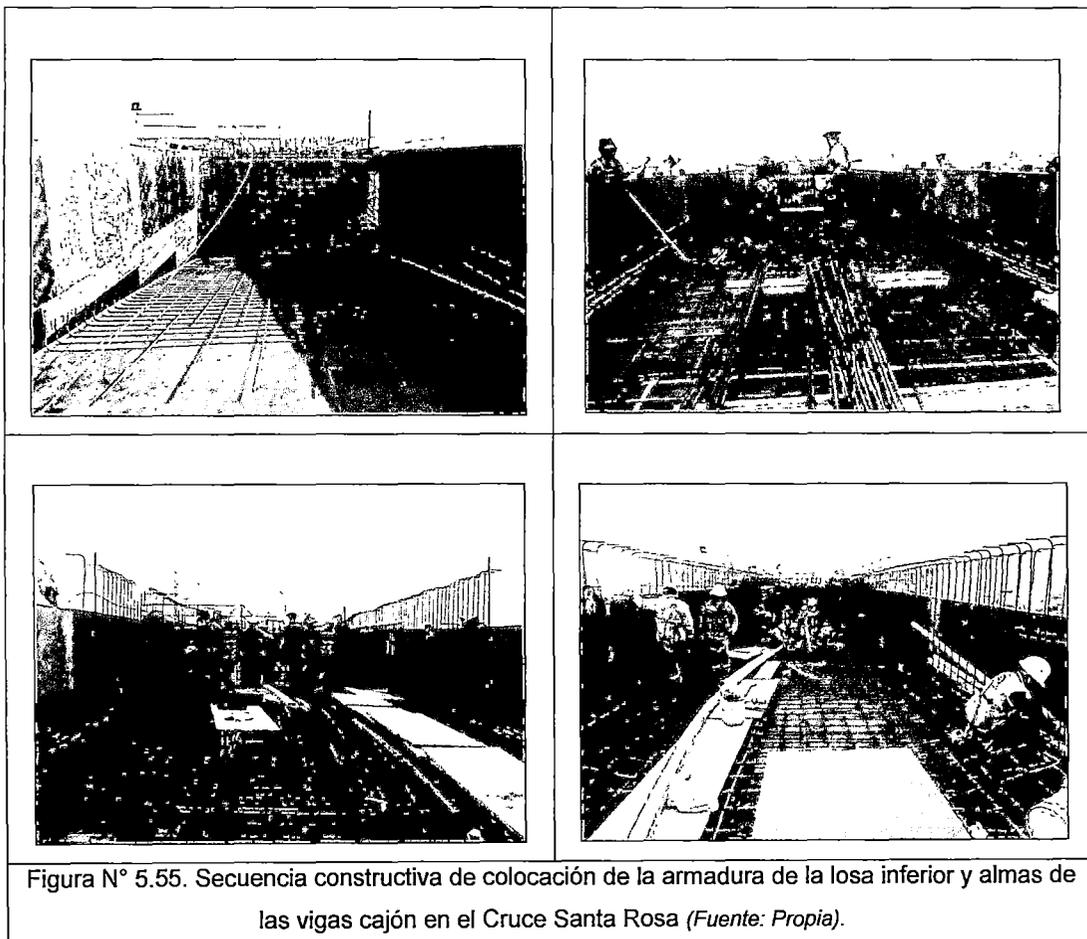
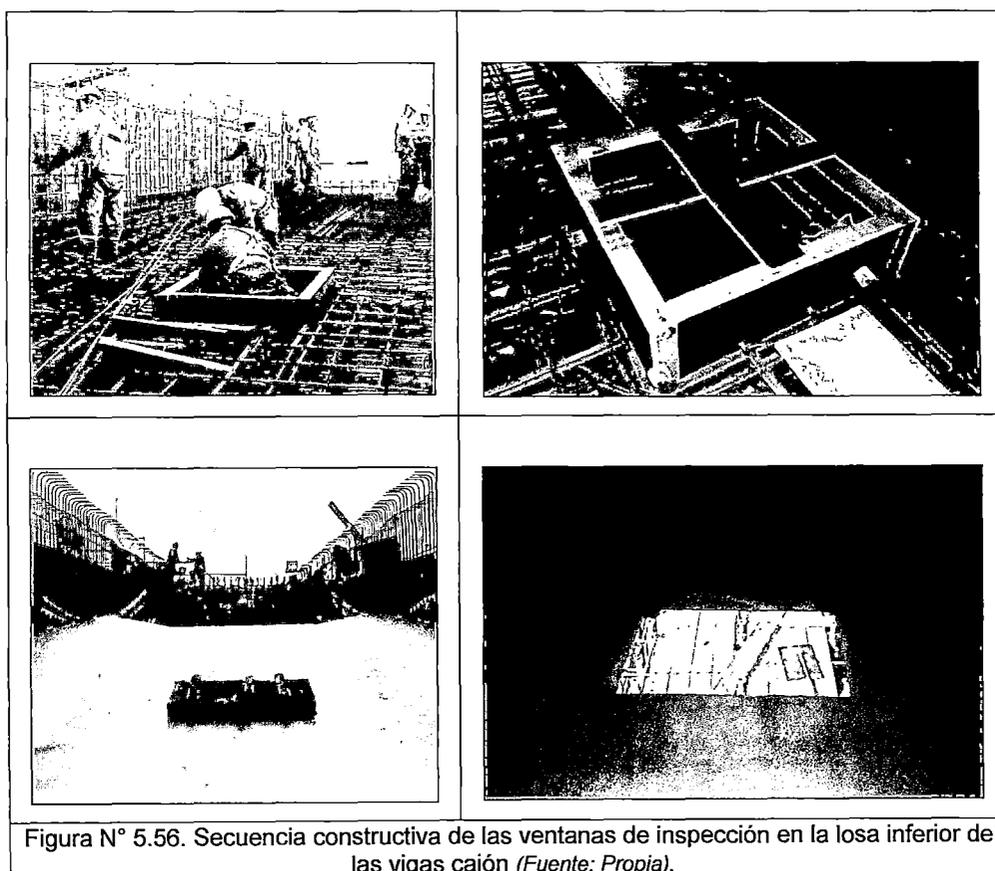


Figura N° 5.55. Secuencia constructiva de colocación de la armadura de la losa inferior y almas de las vigas cajón en el Cruce Santa Rosa (Fuente: Propia).

5.3.2.3 Ubicación de ventanas de inspección en vigas cajón.

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°5.56). 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. Ver planos CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38326 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38327 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38329.



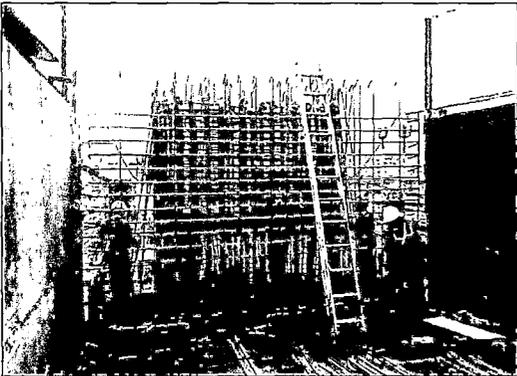
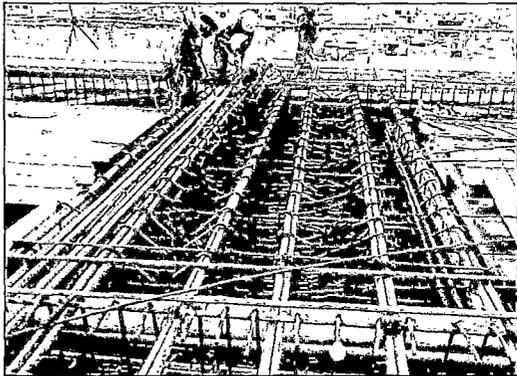
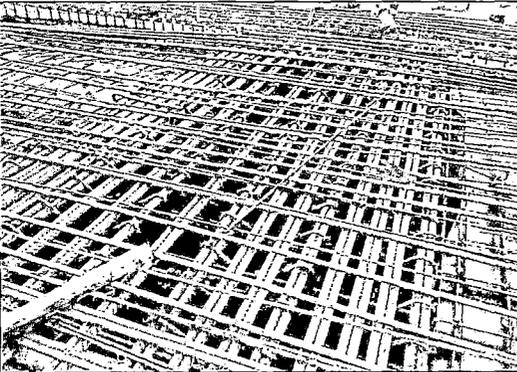
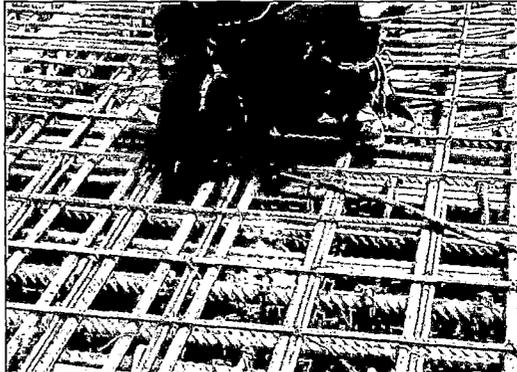
5.3.2.4 Colocación de armadura de refuerzo en diafragmas.

La colocación de acero en los diafragmas se realiza conjuntamente con las losas y las almas de las vigas cajón, según el plano del proyecto CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38332, se emplean varillas de 5/8", 3/4", 1" y 1 3/8", con $F_y=4200$ kg/cm² y recubrimiento de 4 cm. (Ver Figura N°5.57a, Figura N°5.57b y Figura N°5.57c).

Los diafragmas internos U34 y U35 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. Ver plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38328.

En los ejes externos U33 y U36 los diafragmas descansan sobre apoyos elásticos 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. Ver planos CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38207 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38334 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38340.

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). Este proceso se realiza según las especificaciones y criterios estipulados en los planos del proyecto CTEL-CTE-AET-PAT-VIA-DWG-54488-1,2,3. (Ver Figura N° 5.57d).

	
<p>Figura N° 5.57a. Inicio de colocación de la armadura del Diafragma U34. (Fuente: Propia)</p>	<p>Figura N° 5.57b. Colocación de la armadura de la malla superior del Diafragma U34. (Fuente: Propia)</p>
	
<p>Figura N° 5.57c. Armado de acero de Diafragma U34 culminado. (Fuente: Propia)</p>	<p>Figura N° 5.57d. Soldaduras de continuidad del sistema de protección contra corrientes de fuga (Fuente: Propia)</p>
<p>Figura N° 5.57 Secuencia constructiva de colocación de armadura de diafragmas y soldaduras de continuidad del sistema de protección contra corrientes de fuga. (Fuente: Propia)</p>	

5.3.2.5 Colocación de los ductos de postensado, chimeneas de inyección y refuerzos en zona de anclajes.

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 U33 hasta el eje U36.

La colocación de estos ductos se realiza según la disposición de tendones establecidas en los planos CTEL-CTE-VTU-EST-DWG-38502 / CTEL-CTE-VTU-

EST-DWG-38503 / CTEL-CTE-VTU-EST-DWG-38504 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38333 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38335. Topografía traza la trayectoria que tendrán los tendones de postensado según los planos citados, luego se procede a ubicar los ductos respectando dicho trazo (Ver figura N°5.58a), para empalmar estos ductos se utilizan acoples, ante la escasez de estos se adoptó una solución en campo que consistió en el empleo de un pedazo del mismo ducto amarrado con alambre N° 16 y sellado con cinta platinada.

Sobre los ductos, en la zona de los diafragmas internos U34 y U35, 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°5.59).

En los diafragmas externos U33 y U36, en la zona de anclaje se colocan refuerzos adicionales según el plano CTEL-CTE-VTU-EST-DWG-38504. Estos refuerzos consisten en armaduras tipo espiral, piezas en U y botellas de postensado (Ver figura N°5.60). 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, Topografía 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 (Ver figura N°5.58b).

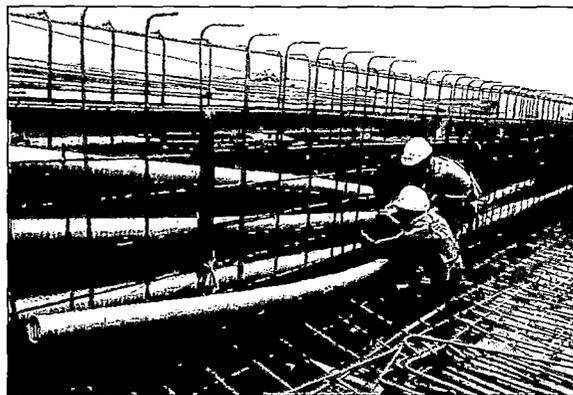


Figura N° 5.58a. Colocación de los ductos de postensado (Fuente: Propia)



Figura N° 5.58b. Verificación topográfica de los ductos de postensado. (Fuente: Propia)

Figura N° 5.58. Colocación y verificación topográfica de los ductos de postensado (Fuente: Propia)

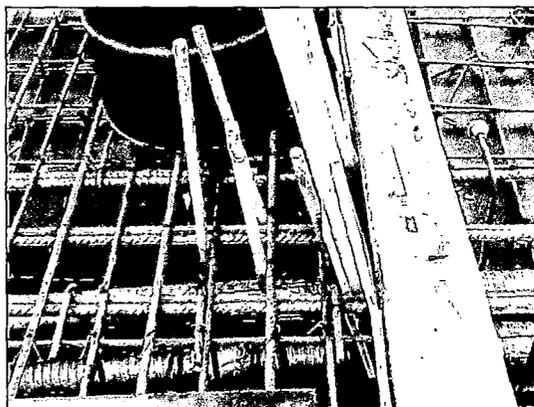
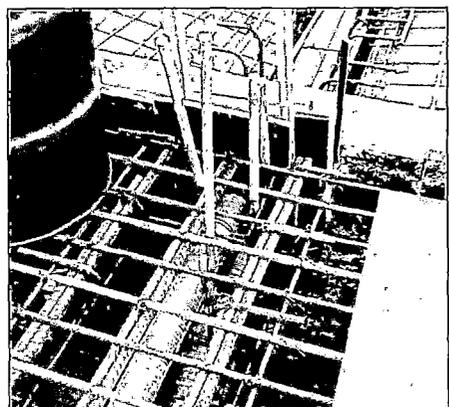
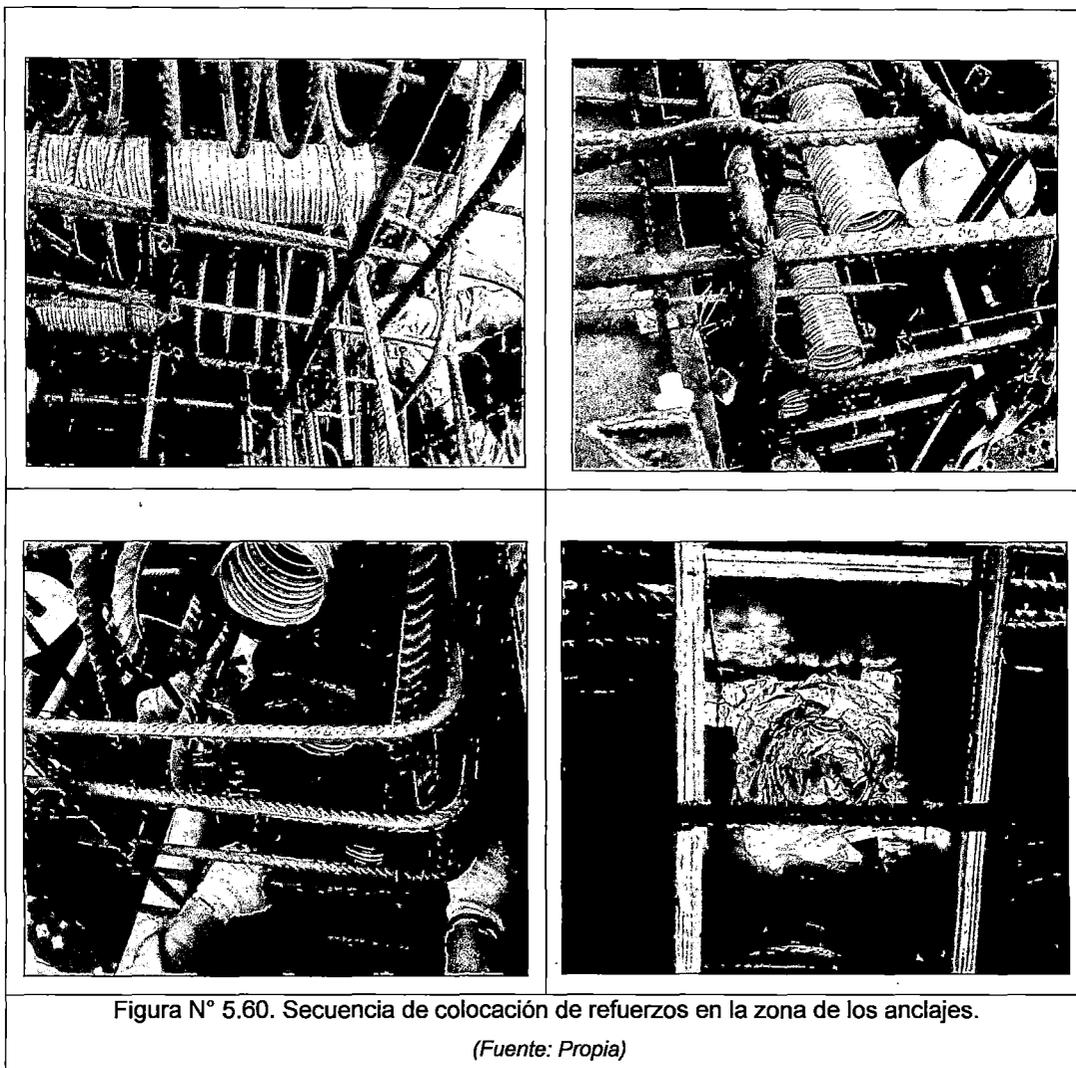


Figura N° 5.59. Colocación de las chimeneas de inyección (Fuente: Propia)



5.3.2.6 Encofrado interno de vigas 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°5.61 y Figura N°5.62), 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 (Ver la secuencia constructiva en la Figura N°5.63).

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 CTCL-TYL-VTU-EST-DWG-38328 / CTCL-TYL-VTU-EST-DWG-38334. Las almas y los diafragmas deberán tener, según las especificaciones, un recubrimiento mínimo de 4 cm.

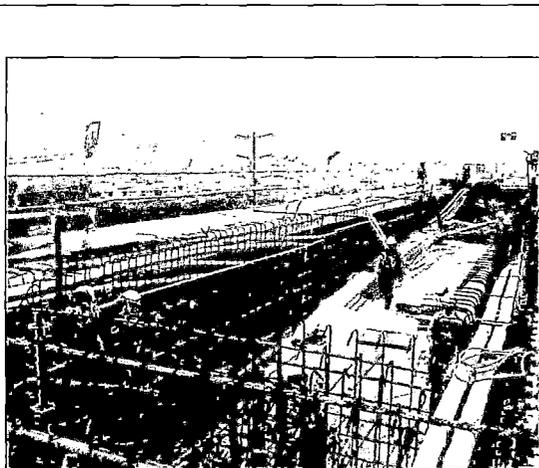


Figura N° 5.61. Encofrado interno de las almas de las vigas cajón empleando paneles COMAIN.

(Fuente: Propia)

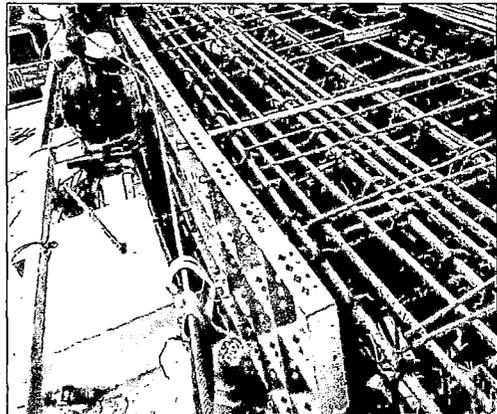
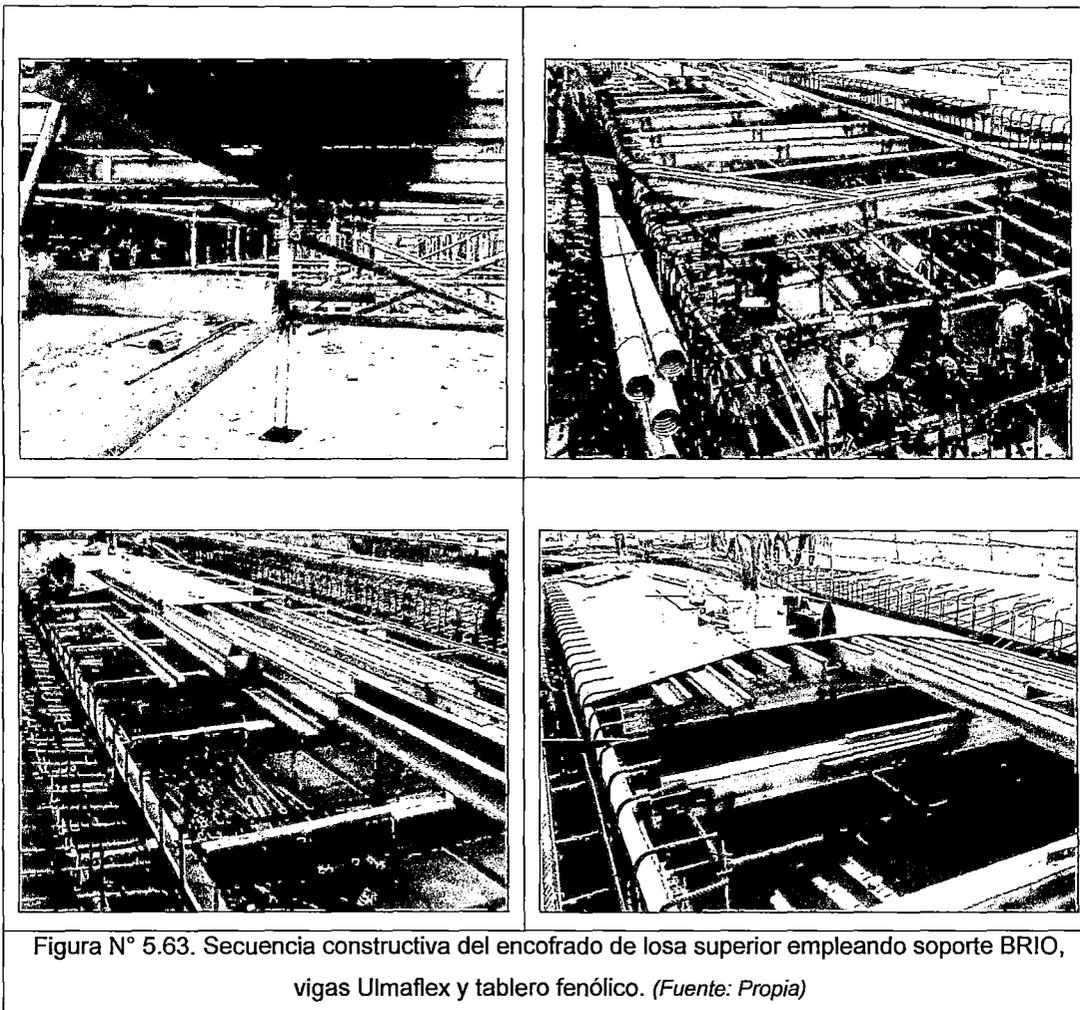


Figura N° 5.62. Encofrado de los diafragmas con paneles COMAIN.

(Fuente: Propia)



5.3.2.7 Colocación de la armadura transversal y longitudinal de la losa superior de las vigas cajón.

Luego de haberse culminado el encofrado interno se procede a la colocación de la armadura de la losa superior según los planos CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38329 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38330 / CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38331, se emplean varillas de diámetro $\frac{1}{2}$ " , $\frac{5}{8}$ " , $\frac{3}{4}$ " y 1" con $F_y=4200$ kg/cm² y recubrimientos en la capa superior e inferior de 3 cm. y 2.5 cm. respectivamente según las especificaciones que figuran en el plano CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38334 (Ver Figura N°5.64). La armadura de la losa superior y los refuerzos en la malla superior de los diafragmas se colocan conjuntamente. El acero es habilitado y suministrado por Aceros Arequipa.

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 (Ver Figura N°5.65) y, finalmente, estas barras se unen mediante puntos de soldadura a las barras longitudinales de los pilares centrales cerrando el circuito. En los ejes extremos U33 y U36 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. Estas labores se realizan respetando los lineamientos establecidos en los planos del proyecto CTEL-CTE-AET-PAT-VIA-DWG-54488-1,2,3.

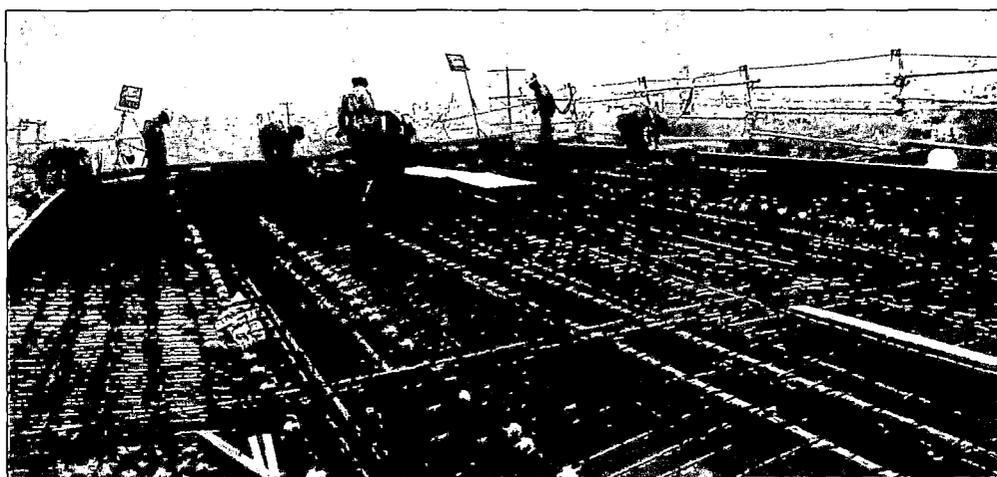
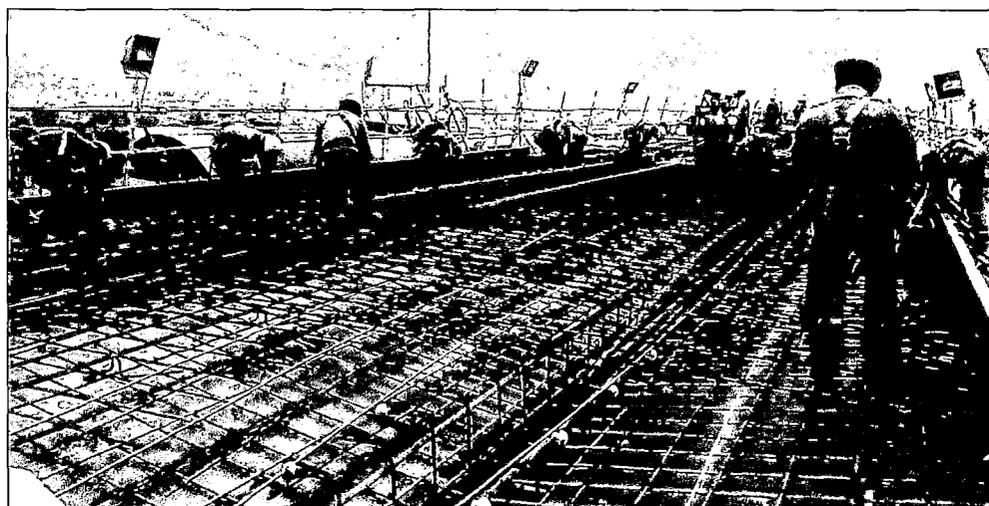


Figura N° 5.64. Colocación de la armadura de la losa superior de las vigas cajón.

(Fuente: Propia)

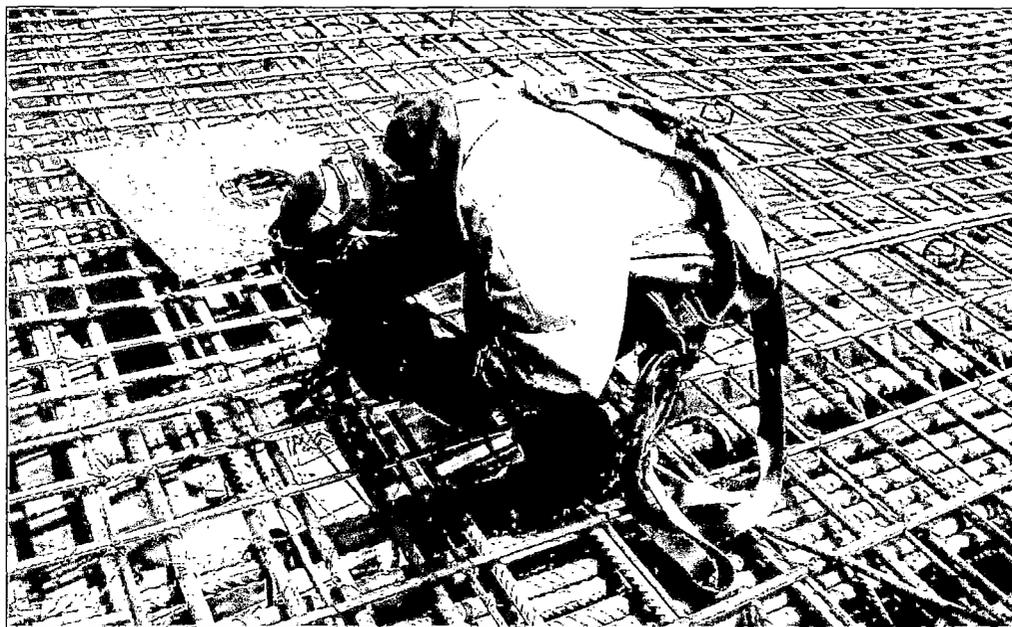


Figura N° 5.65. Soldaduras de continuidad del sistema de protección contra corrientes de fuga.

(Fuente: Propia)

5.3.2.8 Procedimiento de vaciado de concreto en vigas cajón y diafragmas.

Realizadas las inspecciones y verificaciones de Control de Calidad y emitida la correspondiente autorización por parte de Supervisión se procede con el vaciado de las vigas. La colocación del concreto es por tramos y se siguen los procedimientos usuales para el adecuado vibrado utilizando los vibradores de aguja respectivos.

La secuencia de vaciado se inicia con las losas de fondo (Figura N°5.66), luego se continúa con el vaciado de las almas y tablero conjuntamente, aquí es importante destacar que durante esta etapa de vaciado se deja un retiro de 5.5 m. a ambos lados de los diafragmas U34 y U35, esto con el propósito que la junta de vaciado se sitúe en una zona donde (según el Diagrama de Momento Flector) el momento sea menor. Finalmente, se procede al vaciado de estos diafragmas de manera conjunta con los retiros (Ver Figura N°5.67). En el Anexo C3 se muestran los gráficos de la secuencia de vaciado.

Este proceso de vaciado se realiza en intervalos de 24 horas. Antes de ejecutar el siguiente vaciado se procede al escarificado en la zona de junta, y si fuese

necesario se aplica algún puente de adherencia (Sikatop ó Sikadur 32) para garantizar una mejor adherencia entre las estructuras contiguas.

Cabe destacar que en la fase de vaciado de las almas de la viga cajón y los diafragmas se hace necesario realizar un correcto vibrado, inclusive empleando vibradores de inmersión de menores diámetros (1", 1 1/2"), esto debido al espesor reducido de estas estructuras y a la gran densidad de acero que la componen. Esto reduce el riesgo que se produzcan cangrejas o rebabas.

El concreto empleado en las vigas cajón y diafragmas es de $f'c=350\text{kg/cm}^2$ con slump de 7" para la zona de las almas y los diafragmas y 6" para la losa superior e inferior.

En el siguiente Cuadro N°5.01 se muestra la cantidad de materiales (acero, encofrado y concreto) empleados en la construcción de las vigas cajón y los diafragmas:

Cuadro N°5.01. Cantidad de materiales empleados en la construcción de vigas cajón y diafragmas del viaducto en el Cruce Santa Rosa.

Estructura	Acero (tn)	Encofrado (m2)	Concreto (m3)
Vano U33-U34	14.50	519.1	121.69
Vano U34-U35	24.40	888.5	210.1
Vano U35-U36	14.50	519.8	121.70
Diafragma U33	0.86	10.15	11.1
Diafragma U34	4.67	46.9	47.73
Diafragma U35	4.67	46.9	47.73
Diafragma U36	0.86	10.15	11.1
Total	64.46	2041.5	571.15

Elaboración Propia.

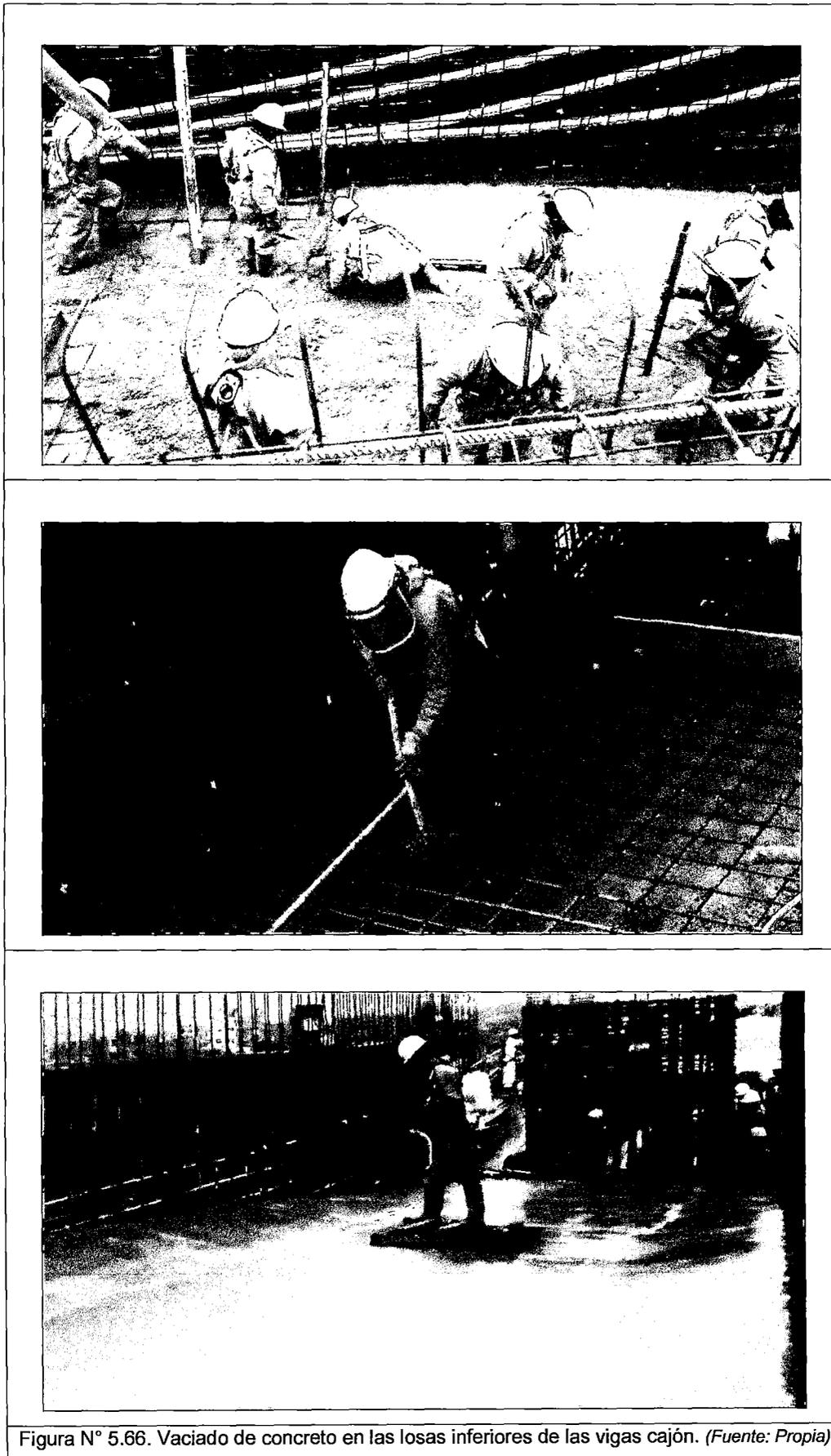


Figura N° 5.66. Vaciado de concreto en las losas inferiores de las vigas cajón. (Fuente: Propia)

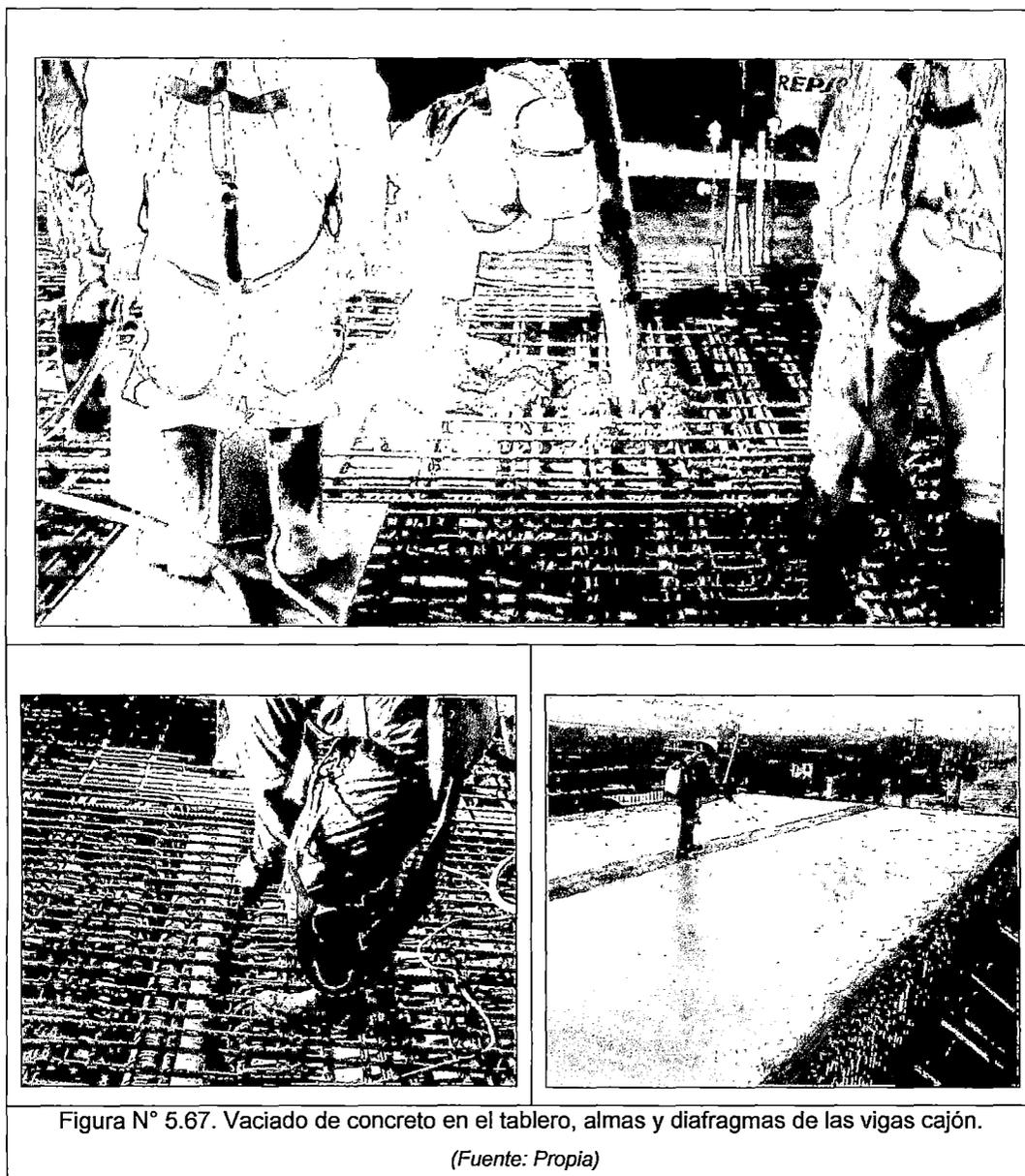
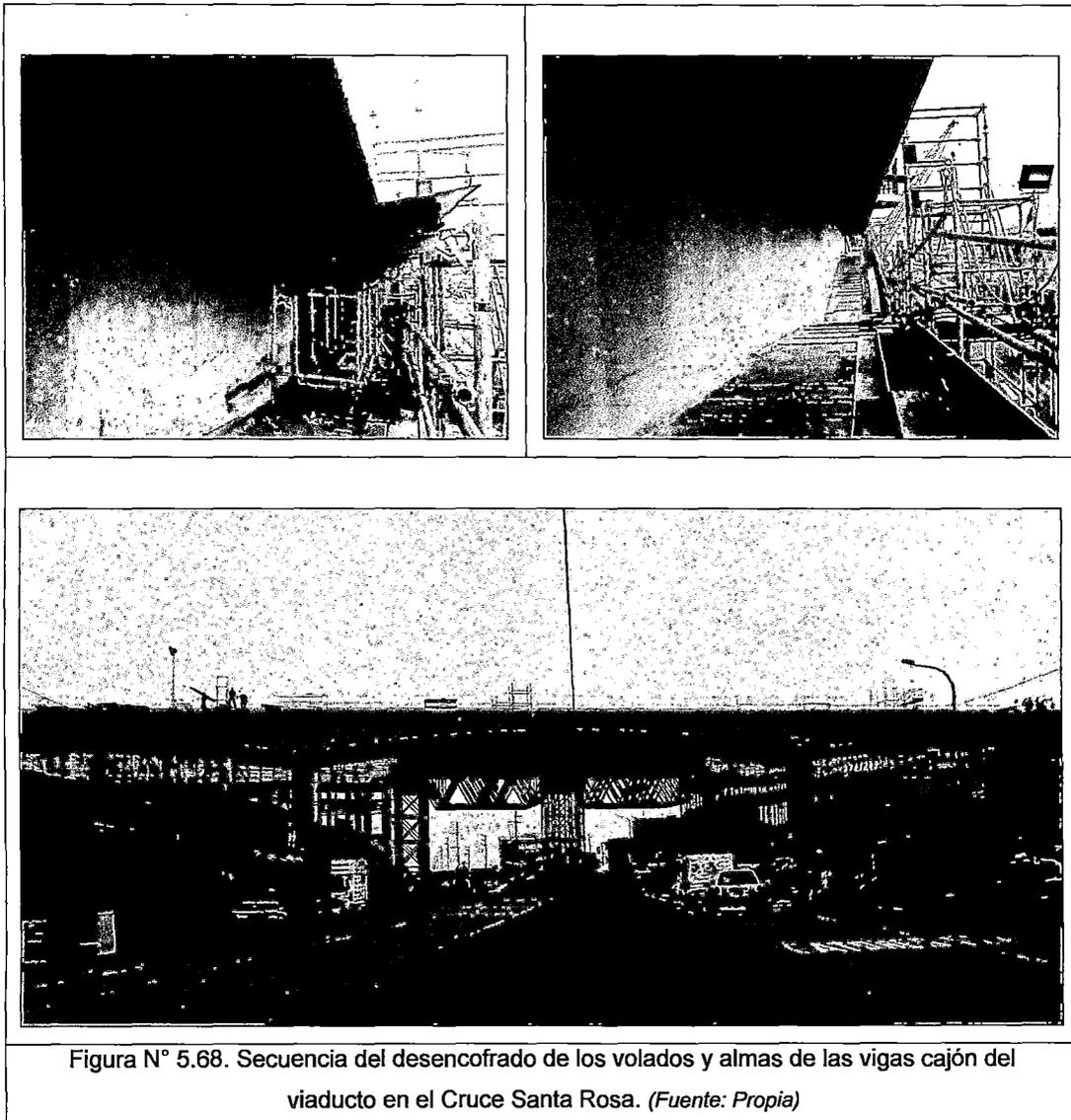


Figura N° 5.67. Vaciado de concreto en el tablero, almas y diafragmas de las vigas cajón.

(Fuente: Propia)

5.3.2.9 Desencofrado de los volados y almas de las vigas cajón.

Culminado el proceso de vaciado de la viga y una vez que el concreto adquiere el 80% de su resistencia (verificada mediante el ensayo a compresión de 2 probetas en laboratorio a los 7 días) se procede al desencofrado. Se inicia con el retiro de los soportes y paneles de las almas, posteriormente continúa el desencofrado del fondo de la losa superior (Ver Figura N°5.68). El retiro del encofrado del fondo de viga cajón (losa inferior) y el soporte especial del viaducto se realiza luego de culminado las labores de postensado.



5.3.2.10 Colocación de los cables de postensado ó tendones

Este proceso se inicia con la unión de los torones en paquetes de 15 y 19 torones de $\varnothing 5/8"$ formando una especie de cabezas de tendón y unidas, a su vez, a un torón adicional que servirá como guía durante la colocación de éstos en los ductos que atraviesan longitudinalmente el viaducto desde el eje U33 hasta el ejeU36 (Ver Figura N°5.69).

Se procede al corte y alisado de las cabezas de los tendones mediante el empleo de amoladoras con la finalidad de facilitar el paso de éstos a través de los ductos (Ver Figura N°5.69).

Seguidamente se procede a las labores de colocación de los tendones en los ductos. Esta tarea se inicia por el eje U36, por donde se ingresan las guías (Ver Figura N°5.70). Del otro eje extremo U33 una cuadrilla compuesta de 6 obreros tiran de la guía mientras que del otro extremo otros 6 obreros apoyan elevando y forzando el ingreso del tendón. A nivel de terreno otra cuadrilla de 10 obreros apoyan dicha labor con la ayuda de un camión grúa para el izaje.

Esta técnica no funcionó debido a la gran dificultad que ocasionaba, pues la trayectoria curva del tendón, el ducto corrugado, sumado a esto la curvatura involuntaria producida en el ducto durante su colocación y posterior vaciado de concreto generaban fuerzas de fricción que impedían el paso de los tendones. Además el bajo rendimiento (se lograba cruzar 1 tendón en 5 horas) y la gran cantidad de mano de obra empleada no era compensada. Se logró cruzar 2 tendones empleando este método.

Ante esta situación, surgió la necesidad de adquirir un winche eléctrico que se posicionó sobre el terreno a una distancia de 100 m. del eje U33. Con el empleo de este equipo y un camión grúa de apoyo en el Eje U36 (Ver Figura N°5.71), se logró cruzar todos los tendones restantes del viaducto sin inconvenientes (Ver Figura N°5.72 y Figura N°5.73). Las cabezas de los tendones son cortadas inmediatamente después de haberse cruzado los tendones a través de los ductos.



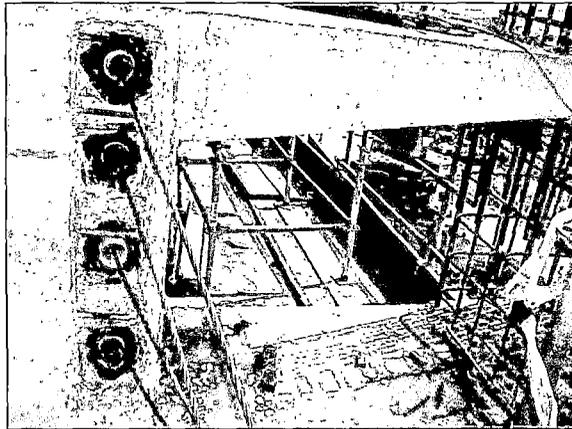


Figura N° 5.70. Colocación de las guías por el Eje U36 (Fuente Propia).

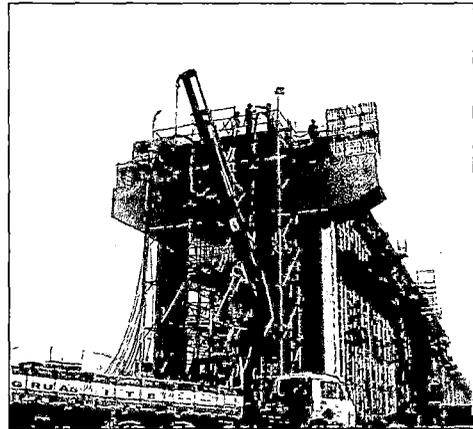


Figura N° 5.71. Izaje y colocación de tendones con la ayuda de un camión grúa en el Eje U36 (Fuente Propia)

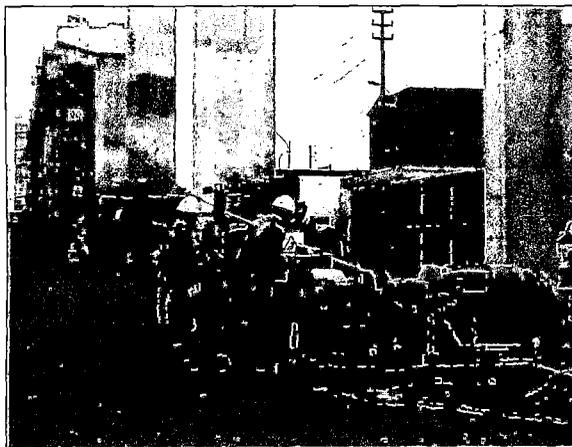


Figura N° 5.72. Colocación de tendones empleando winche eléctrico. Eje U33 (Fuente Propia)

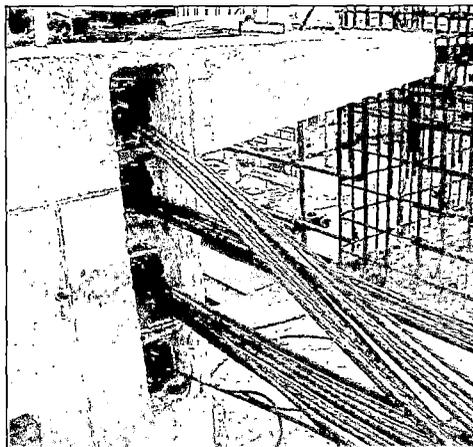


Figura N° 5.73. Tendones ubicados en los ductos para el postensado. (Fuente Propia)

5.3.3 Procedimiento de postensado de vigas cajón e inyección de ductos

5.3.3.1 Actividades preliminares

- Por tratarse de trabajos en altura todo el personal deberá contar con la capacitación previa impartida por un instructor autorizado del Contratista.
- Antes del inicio de las actividades de postensado el Responsable de Control de Calidad y Supervisor verifican los Certificados de Mantenimiento y Calibración de los equipos a utilizar (Gato Hidráulico, Bomba y Manómetros) así como los certificados del personal técnico responsable de los trabajos.

- Los EPPs son utilizados de acuerdo al requerimiento del ATS. En todos los casos son obligatorios: casco con barbiquejo, lentes y zapatos punta de acero.
- Cuando las plataformas o superficies de trabajo no cuenten con barandas de seguridad es obligatorio el uso de arnés de seguridad con su respectivo anclaje y/o línea de vida.
- El área ubicada como zona de trabajo es delimitada y restringida, el acceso a la misma es solamente para personal autorizado en coordinación previa con el RS encargado de la actividad.
- Todos los equipos, EPPs, y herramientas son inspeccionados antes de ser usados.
- Para el caso de herramientas eléctricas se verifican los cables y conexiones.
- Se proporciona la iluminación adecuada para trabajos en horario nocturno.

5.3.3.2 Equipos utilizados

- Gato Hidráulico cilíndrico STRESSTEK CH-500-12.
- Manómetros de deformación elástica Power Team con indicador hasta 10000 PSI (Control de presiones de tensado)
- Bomba Hidráulica SPX Power Team de 10000 PSI.
- Teclé 3 TN.
- Mangueras hidráulicas de alta presión de 9m.
- Araña de tensar de 15 y 19 torones.
- Plato delantero o acuñador de 15 y 19 torones.
- Bomba de inyección de lechada.

5.3.3.3 Secuencia de postensado

Una vez ubicados todos los tendones dentro de los ductos se procede a colocar los bloques de anclaje de 15 y 19 torones a los extremos (Ejes U33 y U36), estos son piezas de acero que alojan a las cuñas que permiten sostener a los tendones (Ver Figura N°5.74).

Primero se coloca el plato delantero o acuíador, este permite mantener a las cuñas estables y a la vez sirve de apoyo para el pistón del gato durante el tensado (Ver Figura N°5.75).

Luego se procede a posicionar el gato, mediante la ayuda de una grúa, la idea es que éste quede alineado con el eje del tendón que se desea tensar (Ver Figura N°5.76). Se cruzan los torones a través del pistón hueco del gato. En la parte posterior, sobre el pistón móvil, se coloca el disco o araña sujetado mediante cuñas, este anclaje al ser impulsado por el pistón móvil permite la elongación de los torones durante el tensado (Figura N°5.77 y Figura N°5.78).

Para el postensado se utiliza un gato hidráulico cilíndrico de 10000 PSI. Se aplica una primera carga de 1000 PSI para el reacomodo de los cables. En este caso se hace una marca referencial al cable a 20 cm con respecto a la parte posterior fija del gato hidráulico. Esta marca representa la elongación teórica referencial del cable a 1000 PSI (marca inicial).

Se prosigue con el tensado llevando la presión cada 1000 PSI, tomando su lectura de elongación correspondiente, hasta llegar a la presión máxima (Ver Figura N°5.79).

Es importante señalar que el tensado se realiza desde el eje U33 y la secuencia es de arriba hacia abajo y en el orden en que se enumeran: 1I, 1D, 2I, 2D, 3I, 3D, 4I y 4D.

La retensión de los tendones se realiza desde el otro extremo (Eje U36) siguiendo el mismo orden del tensado. El procedimiento es similar, con lecturas de elongación cada 1000 PSI, con la única diferencia que esta vez la marca referencial (inicial) a 1000 PSI es la elongación que se obtuvo al aplicar la presión máxima durante el tensado del respectivo tendón.

Una vez culminado el postensado se cortan los extremos sobrantes de los cables hasta dejar solo 5 cm. de longitud por fuera del bloque de anclaje.



Figura N° 5.74. Bloques de anclaje. (Fuente: Propia)



Figura N° 5.75. Acuñaador.
(Fuente: Propia)



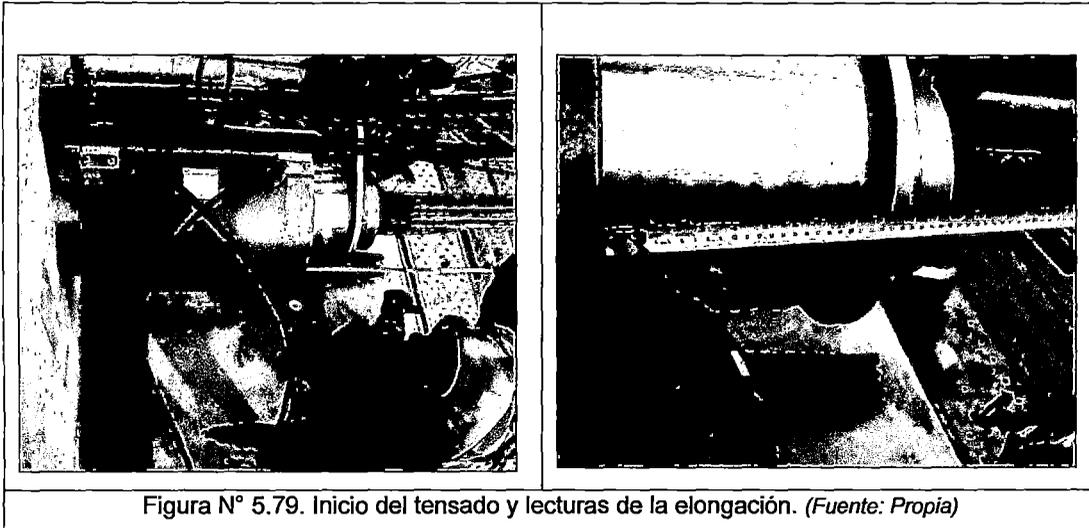
Figura N° 5.76 Posicionamiento del gato.
(Fuente Propia)



Figura N° 5.77. Colocación del disco posterior.
(Fuente: Propia)



Figura N° 5.78. Colocación de las cuñas.
(Fuente: Propia)



5.3.3.4 Construcción de las cajuelas de protección de los bloques de anclaje.

Estas cajuelas dan protección a los bloques de anclaje de postensado de la viga cajón. Sus dimensiones son de 1.7m x 0.30m.

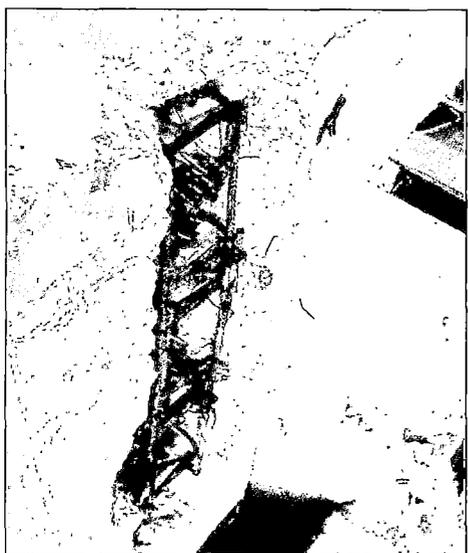
El acero de refuerzo de estas cajuelas está compuesto por 4 piezas "L" horizontales y 4 verticales de $\Phi \frac{1}{2}$ " que se colocan en pares y se anclan hasta una profundidad de 10 cm. Adicionalmente, existen aceros de refuerzo horizontal de diafragma de $\Phi \frac{5}{8}$ " y $\Phi \frac{3}{4}$ " que sirven también como refuerzo de esta segunda fase (Ver Figura N°5.80a).

Se procede al encofrado empleando paneles fenólicos y sujetándolos mediante alambres. En la parte superior se acondiciona una ventana que permitirá el vaciado (Ver Figura N°5.80b).

Para estas cajuelas se emplea el Concreto de SikagROUT 212. Se Utiliza la siguiente relación: agua / SikagROUT 212 / agregado= 15 / 100 / 50 a 20°C (4,5 litros de agua por bolsa de 30 kg. de SikagROUT 212). No obstante pueden existir variaciones del contenido de agua dependiendo de la humedad y absorción del agregado. Se emplea canto rodado o piedra partida limpia de tamaño máximo 13 mm. (Huso 67) hasta un 50% del peso del SikagROUT 212.

El mezclado se realiza a pie de obra. Primero se adiciona el agua más el agregado dentro del mezclador, luego el SikagROUT 212 y se mezcla por 5 a 6

minutos, obteniéndose así un concreto vertible (Ver Figura N°5.80c). Se procede a verter hasta llenar totalmente la cajuela, la superficie se nivela sola, se debe tener cuidado que no quede aire atrapado (Ver Figura N°5.80d).

 A black and white photograph showing a vertical rebar cage being positioned within a formwork structure. The rebar is arranged in a grid pattern, and the formwork is made of wooden panels.	 A black and white photograph of a construction worker wearing a hard hat and safety gear, working on the formwork for a concrete box. The worker is positioned next to a large, rectangular formwork panel.
<p>Figura N° 5.80a. Colocación del acero de refuerzo (Fuente: Propia).</p>	<p>Figura N° 5.80b. Encofrado de las cajuelas (Fuente: Propia).</p>
 A black and white photograph showing a close-up of a person's hands using a tool to mix grout in a large, circular metal bucket. The grout appears thick and dark.	 A black and white photograph showing a person pouring grout from a bucket into a formwork box. The grout is being poured from a height, and the person is wearing a hard hat.
<p>Figura N° 5.80c. Preparación del grout. (Fuente: Propia).</p>	<p>Figura N° 5.80d. Vaciado del grout en las cajuelas (Fuente: Propia).</p>
<p>Figura N° 5.80 Secuencia constructiva de cajuelas de protección de los anclajes (Fuente: Propia).</p>	

5.3.3.5 Inyección de lechada en ductos de postensado

Concluido el proceso de postensado se procede a la inyección de lechada dentro de los ductos de manera que los cables de postensado queden totalmente embebidos en la mezcla.

Esta inyección protege a los cables contra la corrosión, incrementa la seguridad de la estructura a la rotura y evita movimientos relativos entre los torones durante cargas dinámicas.

La lechada es preparada en campo según la dosificación mostrada en el Cuadro N°5.02. Los materiales son incorporados al recipiente mezclador de la bomba de inyección (Ver Figura N°5.81a).

Cuadro N°5.02. Dosificación para lechada de inyección por bolsa de 42.5 kg de cemento.

MATERIALES	CANTIDAD (KG)
Cemento Portland Tipo V	42.5
Intraplast (Sika)	0.85
Agua	15.3
Viscocrete 20 HE	0.21

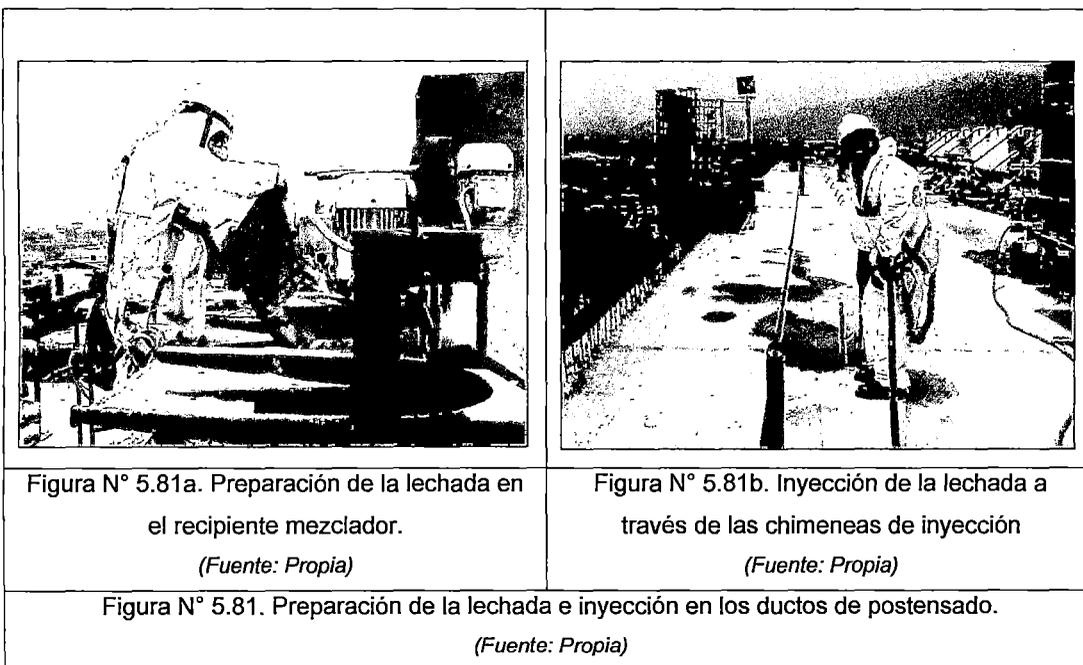
Fuente: Expediente Técnico Final Metro de Lima, Línea I-Tramo II, AATE.

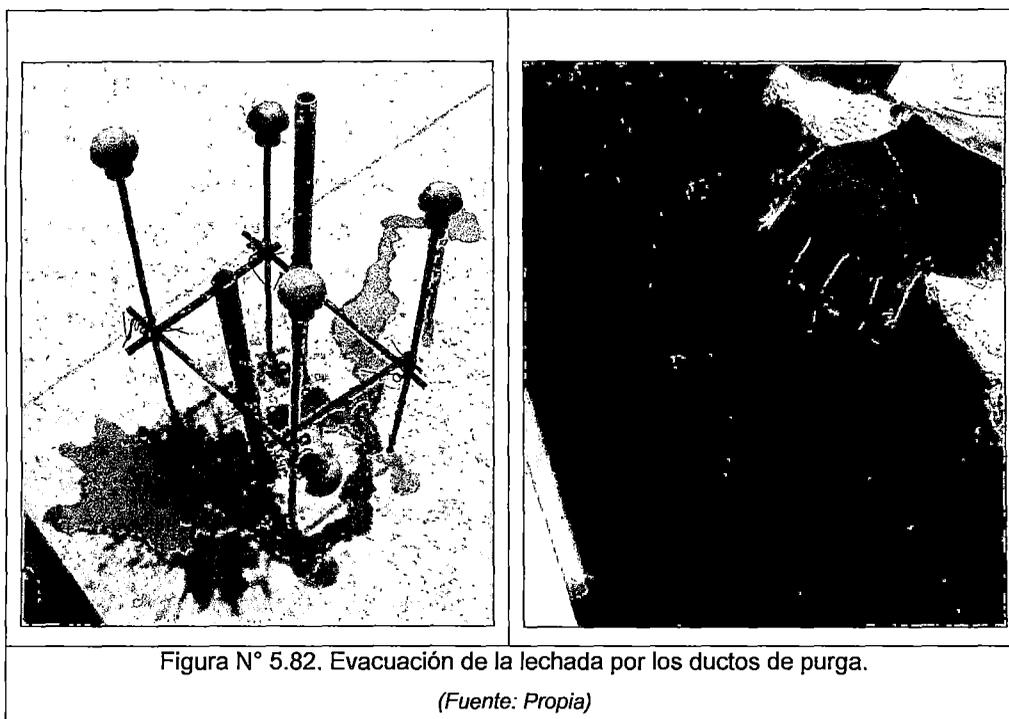
Una vez preparada la lechada se toman las muestras para los Controles de Calidad. Luego se procede a inyectar la mezcla por la manguera o chimenea de inyección (Ver Figura N°5.81b). Cada ducto es inyectado hasta completar su llenado.

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 completamente lleno en cuanto el mortero evacúa por unos ductos de purga (chimeneas) colocados sobre los lomos de los ductos corrugados (Eje U34 y U35), los mismos que tienen salidas sobre la losa superior vaciada.

Este proceso es controlado cuidadosamente por el Responsable de Calidad y Supervisor quienes verifican que la dosificación y el proceso de mezclado continuo se realicen conforme a las especificaciones.

Durante la etapa de inyección se verifica que ésta sea continua y a la presión adecuada, se evita en la medida de lo posible la formación de cámaras de aire que con el tiempo originan la corrosión del acero. La lechada debe ocupar completamente los ductos de extremo a extremo, por eso se chequea continuamente la evacuación de ésta, libre de burbujas de aire, por todos los ductos de ventilación y purga ubicados sobre la losa y aquellos que se encuentran en los extremos, en la zona de los anclajes (sobre las botellas de anclaje) (Ver Figura N°5.82).



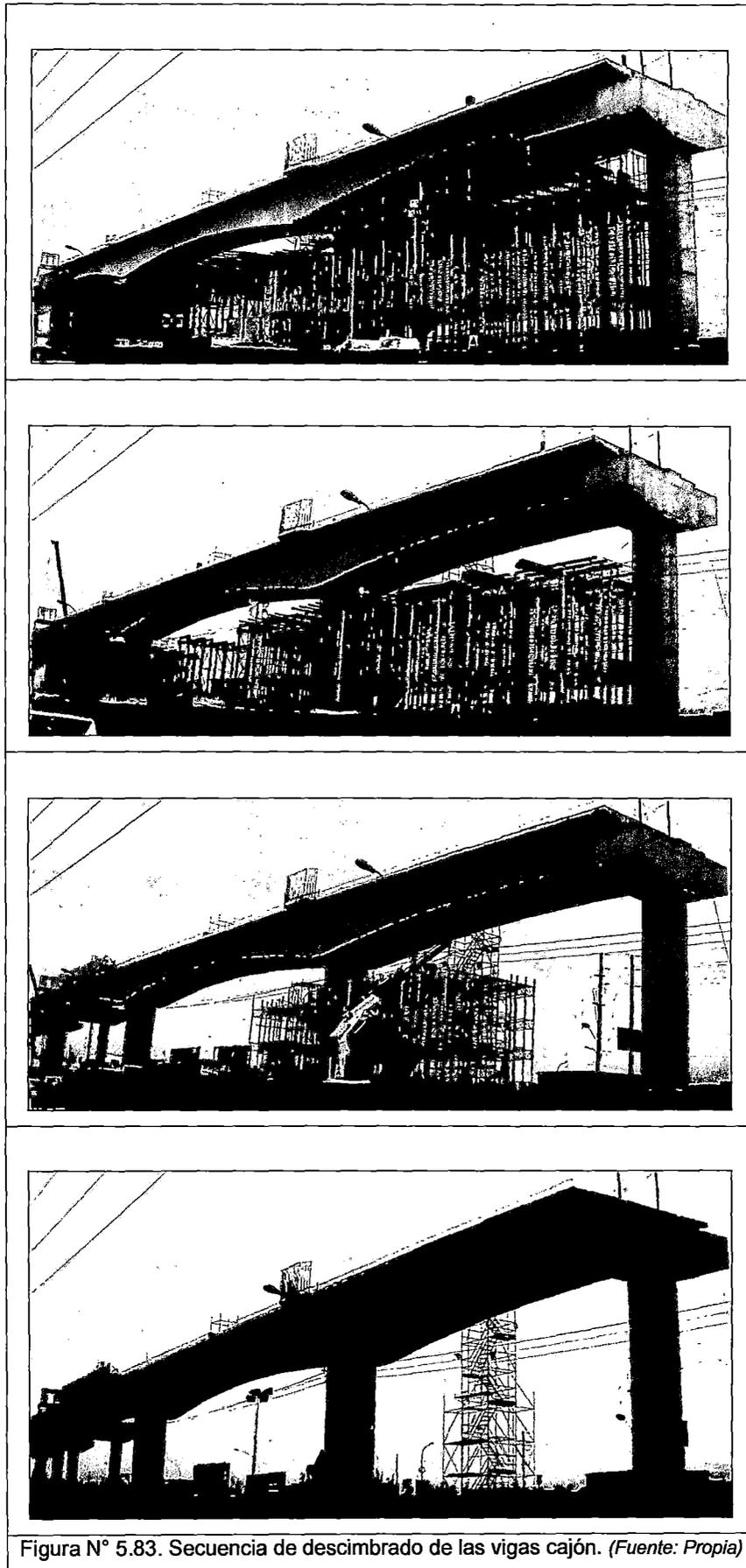


5.3.4 Desmontaje de soportes de vigas cajón

El proceso de desmontaje de los soportes se inicia en el vano U35-U36, continúa con el vano U34-U35 y finalmente el tramo U33-U34 (Ver la secuencia de desmontaje de cimbras en la Figura N°5.83).

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 (Ver Figura N°5.84).



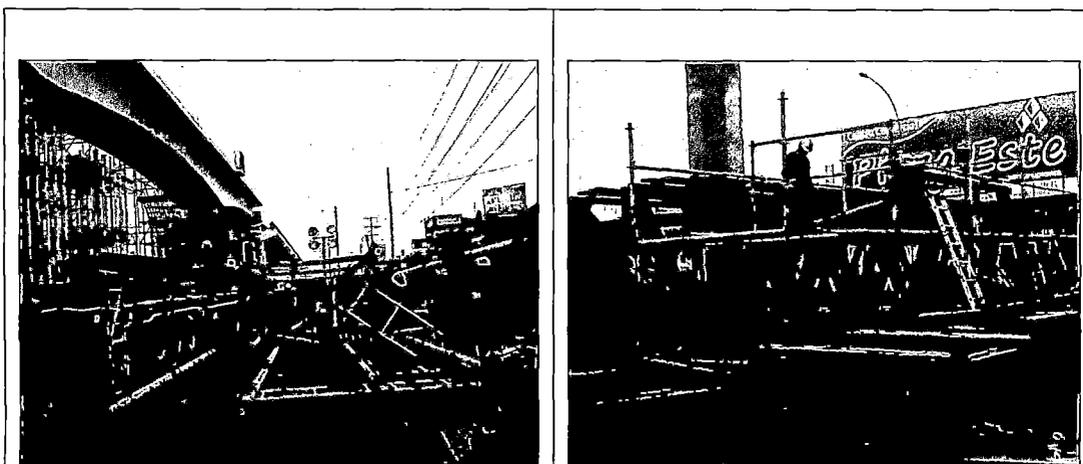


Figura N° 5.84. Desmontaje de las Cimbras Aluprof y Cimbras MK en piso. (Fuente: Propia)

5.3.5 Construcción de canaletas centrales in-situ

Las canaletas centrales y laterales tienen la función de acomodar y guiar a los cables necesarios para las operaciones electromecánicas del viaducto elevado.

La canaleta central está compuesta de tres cavidades, una de sección mayor para el paso de los cables de alimentación continua, mientras que las demás permiten el tendido de cables de los demás sistemas electromecánicos que conforman el Tren Eléctrico.

a) Procedimiento Constructivo

- Se traza el alineamiento de los bordes externos de la canaleta.
- Se aseguran y apuntalan los paneles laterales (Figura N°5.85a).
- Se coloca el acero de refuerzo con sus separadores y dados de la misma resistencia que el concreto a usar. Según el plano CTCL-TYL-GEN-EST-DWG-13515.
- Luego se procede al traslado y colocación de los moldes metálicos (son encofrados metálicos empleados en la construcción de canaletas centrales vaciadas in situ). Estos moldes tienen la forma de la canaleta central. El traslado del molde metálico se efectúa sobre estoca hidráulica adecuadamente liberada por el área de equipos hacia su correspondiente ubicación (Figura N°5.85b).

- Los moldes se levantan con tubos metálicos con un tope (de tal modo que elimine la posibilidad de puntos de atrición y/o atrapamiento) para colocarlos en su posición respectiva. Previamente se realiza la aplicación del desmoldante (Figura N°5.85c).
- Se verifican las dimensiones y alineamientos y se procede al vaciado con concreto de $f'c=210$ kg/cm² con slump de 4" - 6". El vaciado se ejecuta con una bomba móvil de brazo telescópico (tipo pluma) que es abastecida por camiones mixer (Ver Figura N°5.85d). El concreto es vibrado por inmersión. Cada 7.2 ml se coloca una junta de espesor 1cm.
- El desencofrado se realiza a partir de las 12 horas posteriores al concretado.
- Para el desencofrado se emplea un pórtico equipado con tecles, el mismo que se estaciona sobre unos parantes estructurales de barra cuadrada debidamente estables (Figura N°5.85e).
- Se aplica el curador químico inmediatamente después de desencofrada la estructura. Se procura no retrasar su aplicación en más de 2 horas. Para el curado químico se emplea aditivo curador Sika Antisol S.
- Se procede al resane y acabado final de las canaletas (Figura N°5.85f).

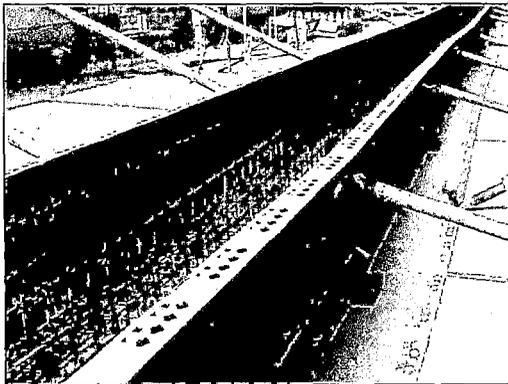


Figura N° 5.85a. Apuntalamiento de paneles laterales y colocación del acero de refuerzo.

(Fuente: Propia)

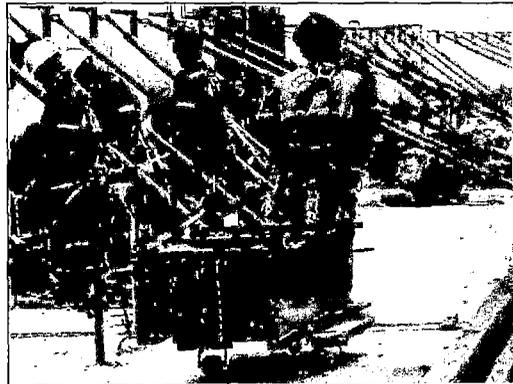
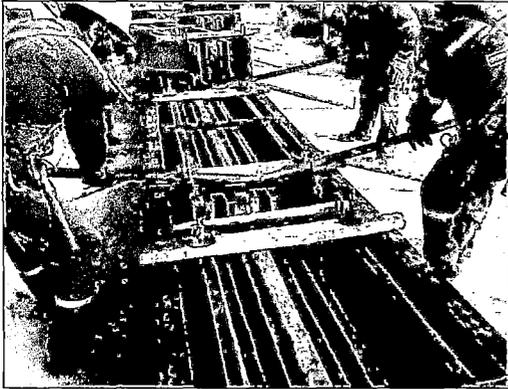
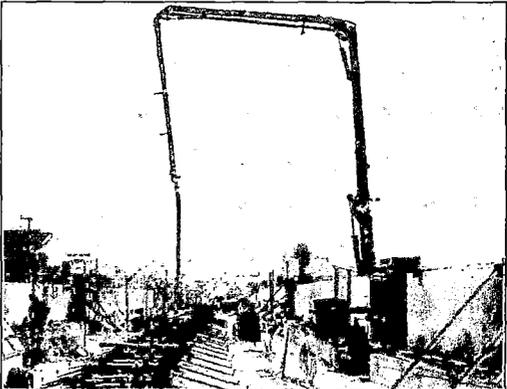
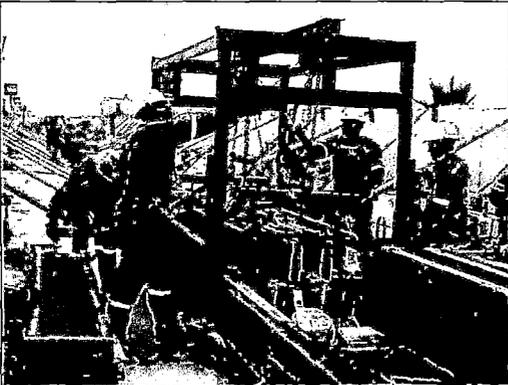


Figura N° 5.85b. Traslado de moldes metálicos sobre estoca hidráulica.

(Fuente: Propia)

	
<p>Figura N° 5.85c. Colocación de los moldes metálicos (Fuente: Propia).</p>	<p>Figura N° 5.85d. Vaciado de concreto. (Fuente: Propia)</p>
	
<p>Figura N° 5.85e. Desencofrado mediante el empleo de pórtico equipado con teclas. (Fuente: Propia)</p>	<p>Figura N° 5.85f. Resane de canaletas centrales. (Fuente: Propia)</p>
<p>Figura N° 5.85. Secuencia constructiva de canaletas centrales in-situ. (Fuente: Propia)</p>	

5.3.6 Empleo de elementos prefabricados: Proceso constructivo de los bordes típicos, canaletas laterales y tapas de canaletas.

Se ha optado en lo posible por emplear soluciones en base a elementos prefabricados que permiten una construcción industrializada, con un ritmo de construcción acelerado (rápido ritmo de avance de obra), una automatización de los procesos constructivos y un exigente control de calidad.

En la construcción del viaducto en estudio se han empleado elementos prefabricados de concreto, favoreciendo a la construcción en diversos aspectos:

- Elementos fabricados en un lugar distinto del viaducto. Lo cual permite realizar en simultaneo la fabricación de estos elementos y la construcción de otros elementos del viaducto como cimentaciones, columnas, etc. con la consiguiente reducción de los plazos de construcción.
- En la Planta de Prefabricados se puede disponer de mayor espacio para la fabricación de los elementos, ventaja especial ya que en obra se cuenta con un espacio reducido.
- Las tolerancias de fabricación, la calidad del acabado y el Control de Calidad son mejores. Los elementos prefabricados poseen precisión geométrica garantizando el encaje con exactitud.
- Se ahorran apuntalamientos, andamios y encofrados en la obra. Asimismo se reducen los residuos en obra (rotura de piezas de acero, encofrados, etc).

5.3.6.1 Fabricación, transporte y colocación de bordes típicos

Los bordes típicos son elementos prefabricados de concreto armado de acabado caravista, además llevan un malla de acero como refuerzo; las dimensiones son de 2.08 de altura por un ancho de 2,48m y 12cm de espesor, la función del borde típico es la de un muro parapeto.

a) Fabricación de bordes típicos en la Planta de Prefabricados

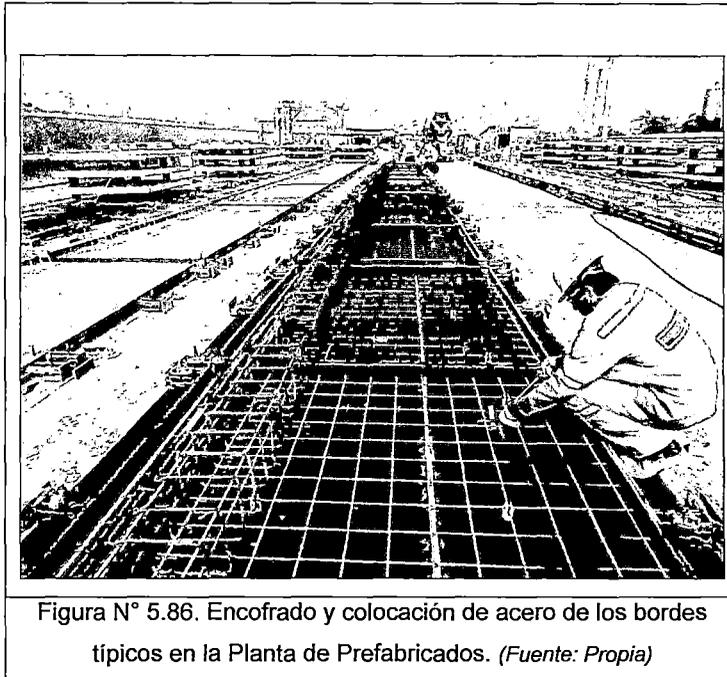
Habilitado y colocación de acero

Malla Electrosoldada. Es suministrada por el proveedor, de acuerdo al plano del proyecto CTEL-CTE-GEN-EST-DWG-13400. La malla también se habilita en campo. El recubrimiento se garantiza mediante el uso de dados de nivelación, deberá garantizarse que el recubrimiento sea por lo menos 2.5cm.

Encofrado

Se emplea un encofrado metálico, el cual se apoya sobre una losa maciza de concreto. Las formas metálicas son posicionadas, empernadas y acuñaadas

sobre la losa, de tal manera que se logre formar un encofrado que asegure la geometría y el recubrimiento del borde típico (Ver Figura N°5.86).

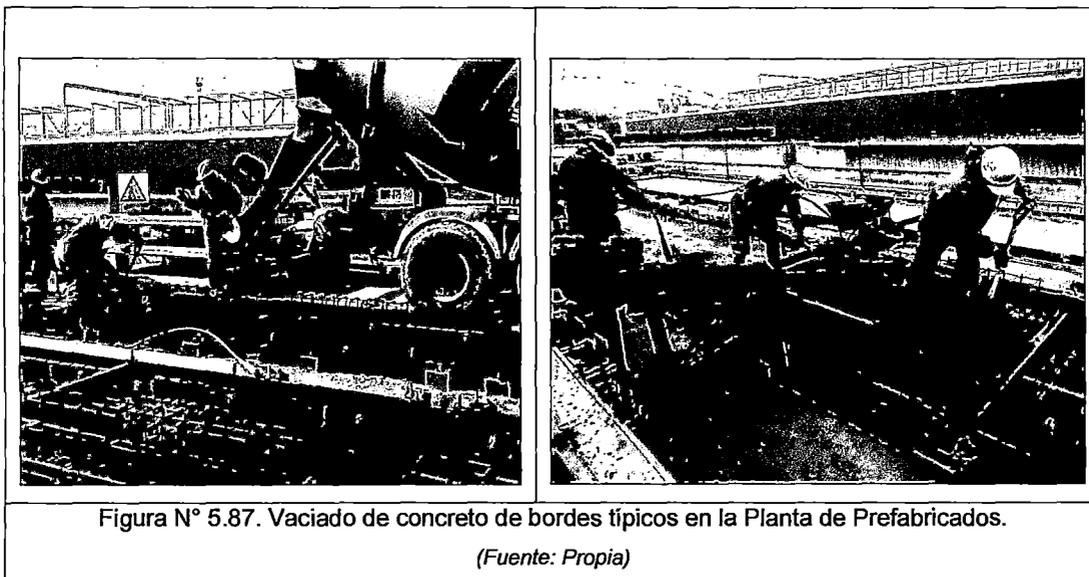


Colocación de concreto

Previo a la colocación del concreto el Responsable del Control de Calidad y el Supervisor verifican y proceden a la liberación de la estructura según las consideraciones que figuran en las especificaciones técnicas y planos aprobados (dimensiones, recubrimientos, limpieza de la estructura, entre otros). Ver plano CTEL-CTE-GEN-EST-DWG-13400.

El concreto es colocado directamente desde el mixer, la velocidad de rotación del trompo del mixer y la altura de vaciado (no mayor a 1.5 m.) está controlada para evitar la segregación por velocidad de caída al momento de la colocación del concreto. Se emplea un concreto con $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Ver Figura N°5.87).

La colocación del concreto es continua para cada borde típico, se siguen los procedimientos usuales para garantizar el acabado caravista.



Curado del concreto

Concluido el vaciado se procede a aplicar el curador químico:

- Antes de la aplicación del curador se garantiza un área limpia sin residuos.
- Se Aplican 2 capas de curador químico 30 minutos después del vaciado.
- Se Aplica la 2 capa en ángulo recto a la primera capa.

La estructura debe alcanzar el 50% de su resistencia para poder izarla (12 a 14 hrs. aprox.)

b) Transporte

Previo al transporte de los bordes típicos se procede con la verificación post vaciado en la Planta de Prefabricados donde se tiene en cuenta las siguientes consideraciones: Inspección y tratamiento de acabado superficial (presencia de burbujas de aire, segregación), quiñaduras o fisuras y el acabado caravista (Ver Figura N°5.88 y Figura N°5.89).

Luego se procede a cargar en un camión o plataforma los elementos a ser transportados, mediante el uso de una grúa (Ver Figura N°5.90). El izaje de los bordes típicos en la planta se realiza horizontalmente, para ello se emplean 2 eslingas colocadas a lo largo del borde.

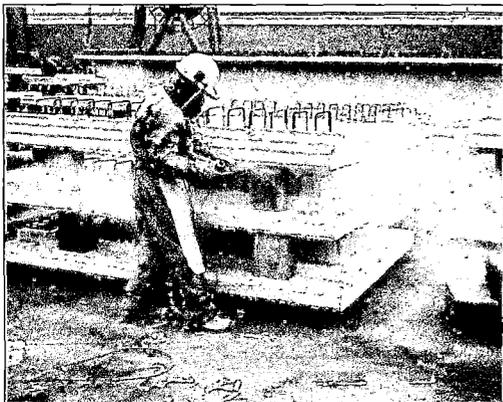


Figura N° 5.88. Resane y acabado de bordes típicos (Fuente: Propia)

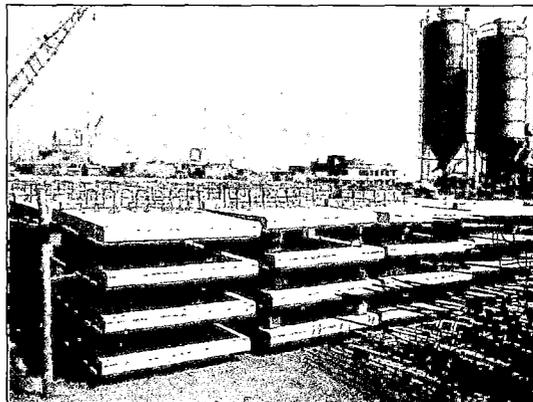


Figura N° 5.89. Bordes típicos liberados y almacenados en la Planta de Prefabricados. (Fuente: Propia)



Figura N° 5.90. Bordes típicos cargados en el camión listos para ser transportados a obra. (Fuente: Propia)

c) Montaje de bordes típicos.

- Para iniciar los trabajos de izaje de los bordes se utiliza una escalera, andamio y/o un telehandler para el ascenso del personal hasta la parte superior de la losa del viaducto.
- El equipo de topografía previamente marca las cotas de los niveles de colocación así como la ubicación en el sentido longitudinal de cada borde típico (Replanteo topográfico).

- Los bordes típicos son izados con una grúa desde el camión plataforma o desde el suelo según como sea el caso; para esto se coloca una línea de viento y un montajista (Rigger) a nivel de piso autoriza la maniobra de izaje. La estructura es izada por encima del nivel de la losa de viaducto y luego se procede a colocar en su posición final (Ver Figura N°5.92a).
- La secuencia de montaje empieza desde uno de los extremos del módulo de tal forma que los ajustes necesarios se realizan en el extremo opuesto donde el último borde típico del módulo es vaciado in-situ, el ancho de este último borde es variable según la magnitud de ajuste necesario (Figura N°5.91).
- En el montaje de los bordes típicos se deberá dejar una junta mínima de montaje de 5mm entre bordes y máximo de 10mm, de forma que permita su reacomodo después de culminado el izaje de todos los bordes del módulo.
- Una vez colocados en su posición final, los estribos libres de estos bordes se anclan a los aceros de las canaletas laterales y losa de viaducto, estos, a su vez, se complementan con unos aceros adicionales según el plano CTEL-CTE-GEN-EST-DWG-13400 (Ver Figura N°5.92b). Además, se colocan unos puntales de 2" anclados a la losa de viaducto para garantizar la estabilidad.
- Una vez posicionado un vano completo se encofra y se procede a colocar el concreto de las canaletas laterales previa verificación por parte del Ing. de Calidad y Supervisor (Ver Figura N°5.92c y Figura N°5.92d). De ese modo el borde típico queda asegurado a la canaleta lateral y a la losa de viaducto. Los puntales son retirados cuando el concreto de la canaleta alcanza una resistencia de 100kg/cm², el control de las resistencias se realiza en base a los resultados del ensayo a compresión de las probetas muestreadas.

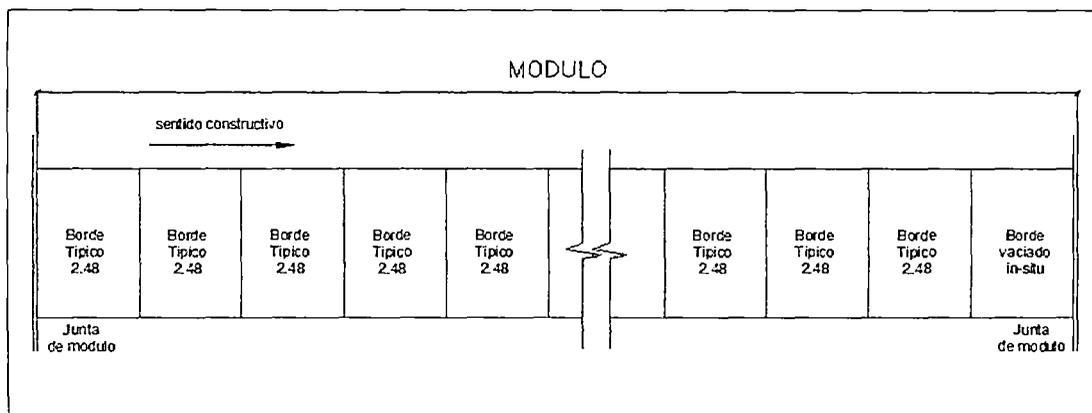


Figura N° 5.91. Secuencia de montaje de bordes típicos por módulo.

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



Figura N° 5.92a. Izaje de Bordes típicos.

(Fuente: Propia)

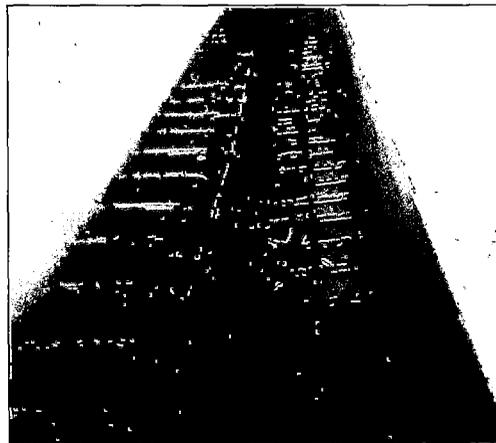


Figura N° 5.92b. Aceros de refuerzo.

(Fuente: Propia)

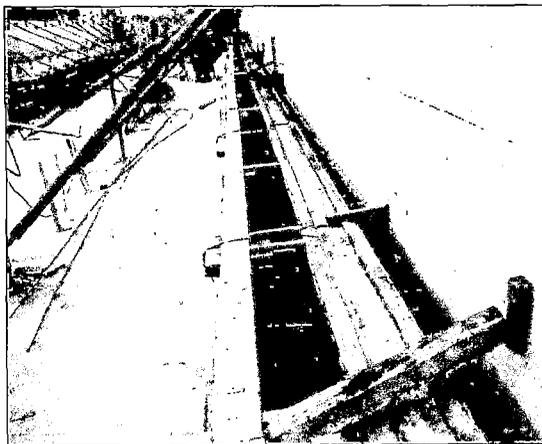


Figura N° 5.92c. Encofrado de canaletas laterales.

(Fuente: Propia)

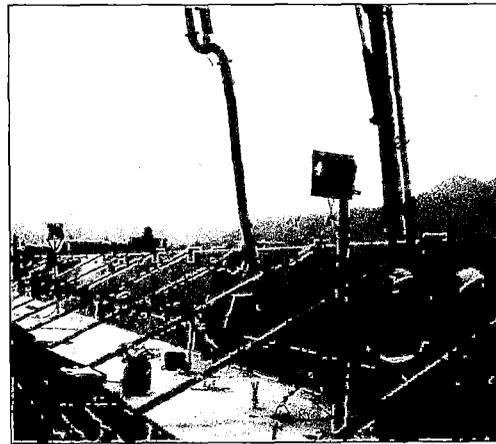


Figura N° 5.92d. Vaciado de concreto en canaletas laterales (Fuente: Propia)

Figura N° 5.92. Secuencia constructiva de montaje de bordes típicos y vaciado de canaletas laterales del viaducto en el Cruce Santa Rosa (Fuente: Propia).



En el montaje de los bordes típicos se considera una tolerancia máxima de desplazamiento que son las siguientes.

- *Desplazamiento vertical:* Se considera un desplazamiento máximo vertical de $a = 3\text{mm}$. entre dos bordes típicos que se encuentran uno a continuación del otro (Ver elevación en la Figura N°5.94).
- *Junta entre bordes:* La junta que se generan entre los dos bordes típicos será de $J = 10\text{mm}$. como máximo (Ver elevación en la figura N°5.94).
- *Desplazamiento horizontal:* Se considera un desplazamiento máximo horizontal de $b = 5\text{mm}$. de un borde con respecto al otro (Ver planta en la Figura N°5.94).

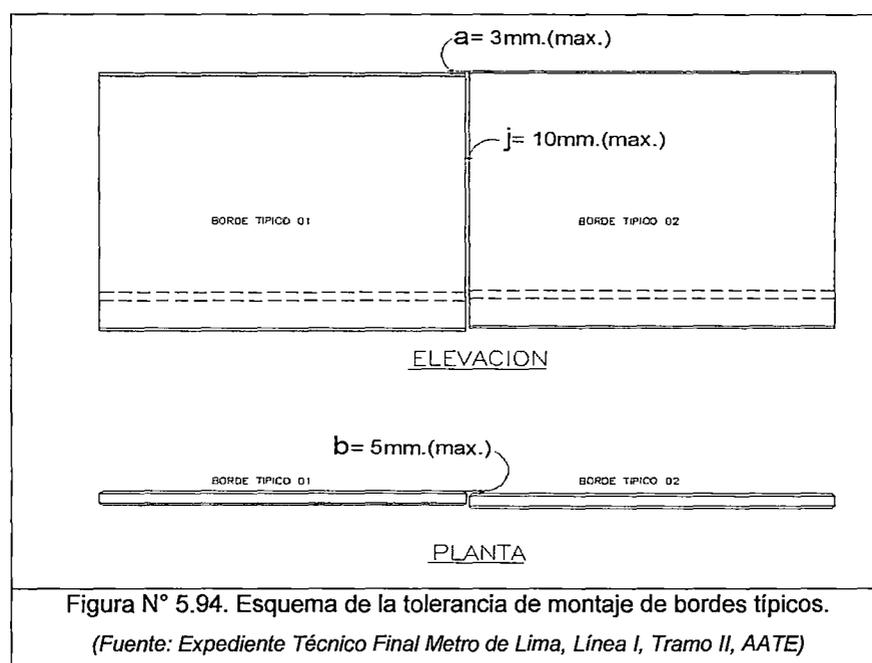


Figura N° 5.94. Esquema de la tolerancia de montaje de bordes típicos.

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

5.3.6.2 Fabricación, transporte y montaje de canaletas laterales

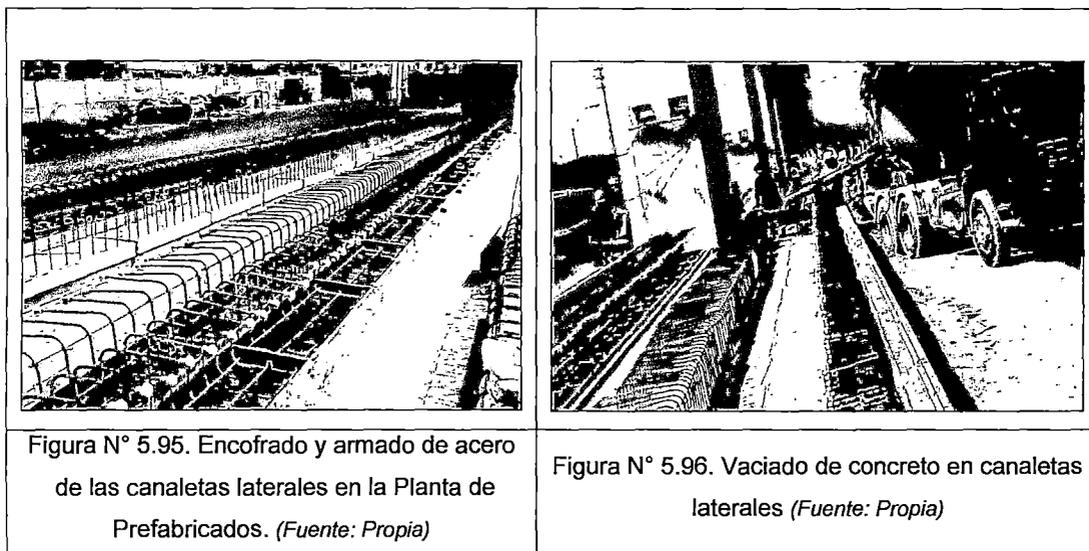
Las canaletas en el viaducto elevado tienen la función de acomodar los cables necesarios para las operaciones electromecánicas.

Las canaletas laterales son de concreto armado, una parte premoldeada y la parte entre la cavidad de la canaleta y el borde típico es vaciada in-situ, permitiendo el anclaje y monolitismo del borde típico y canaleta lateral con la losa del viaducto.

a) Fabricación de canaletas laterales en la Planta de Prefabricados

- La construcción en la Planta de Prefabricados se inicia con el armado del acero de refuerzo tal como se muestra en el plano CTEL-CTE-GEN-EST-DWG-13405.
- Luego se procede con el encofrado de la canaleta lateral (Ver Figura N°5.95). Seguidamente se verifica la limpieza.
- Se emplea un aditivo desmoldante para un fácil desencofrado, se realiza el taqueado de la estructura con los dados de 2.5 cm. para garantizar el recubrimiento.

- Se procede al vaciado de concreto (Ver Figura N5.96). El concreto es abastecido por UNICON (Concreto Premezclado) con una resistencia de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, con slump de 4" – 6", colocando al final un curador químico de concreto (Sika Antisol S).



b) Transporte de canaletas laterales

Previo al transporte se realiza la inspección post vaciado de las canaletas acopiadas (a cargo del Ing. de Calidad del Contratista y el Supervisor), verificando el acabado y las correctas dimensiones de las piezas (Ver Figura N°5.97), en caso se presenten cantos quebrados se utiliza un mortero de reparación Sikarep o similar.

Luego se procede a cargar en un camión grúa o plataforma los elementos a ser transportados (Figura N°5.98). El izaje de las canaletas en la Planta se realiza horizontalmente, para ello se emplean 2 eslingas colocadas a lo largo de la canaleta. Estas operaciones se realizan con sumo cuidado para evitar fisuras o quijaduras de los elementos.



Figura N° 5.97. Acopio de canaletas laterales en la
Planta de Prefabricados.

(Fuente: Propia)

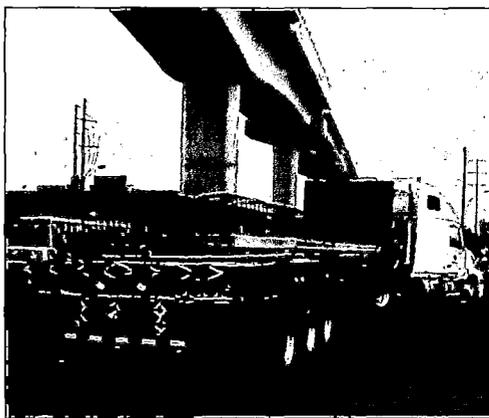


Figura N° 5.98. Transporte de canaletas
laterales desde la Planta de Prefabricados.

(Fuente: Propia)

c) Montaje de canaletas laterales

- Se ubica la grúa o camión grúa en el lado dispuesto y previamente el tránsito en la zona es cerrado para las operaciones. La posición es definida para lograr la máxima efectividad de la grúa.
- El camión que transporta las canaletas laterales las ubica en zonas de acopio previamente delimitadas para facilitar el izaje de las mismas. Un montajista (Rigger) en el nivel de piso autoriza la maniobra de izaje. La pieza es izada por encima del nivel superior de la losa de viaducto. La canaleta tiene una soga de nylon atada a dos puntos como mínimo (vientos).
- Con la canaleta en suspensión, otro montajista encargado en el nivel superior guía la maniobra hasta dejar la pieza en su posición final con ayuda de la grúa o camión grúa, según sea el caso. El posicionamiento se complementa con participación de personal asignado para dicha actividad.
- Una vez izados los elementos prefabricados, se colocan en su posición según el alineamiento topográfico.
- Se complementa el acero (estribos) tanto de las canaletas como bordes típicos junto con la losa del viaducto de acuerdo al plano CTEL-CTE-GEN-EST-DWG-13400.
- Se emplea encofrado de madera.

- Se procede a la verificación topográfica y Control de Calidad para autorizar el concretado de la canaleta. Es importante mencionar que las juntas de canaleta lateral debe coincidir cada 2 bordes típicos. Esta junta es de 0.5 cm (Ver Figura N°5.99).
- El vaciado se ejecuta con una bomba móvil de brazo telescópico (Tipo pluma) que es abastecida por camiones mixer (Ver Figura N°5.92d). El concreto es vibrado por inmersión y el curado se realiza mediante la aplicación del curador químico Sika Antisol S.
- El desencofrado se realiza a partir de las 12 horas posteriores al concretado. Finalmente, se procede a los trabajos de resane y acabados (Ver Figura N°5.100).

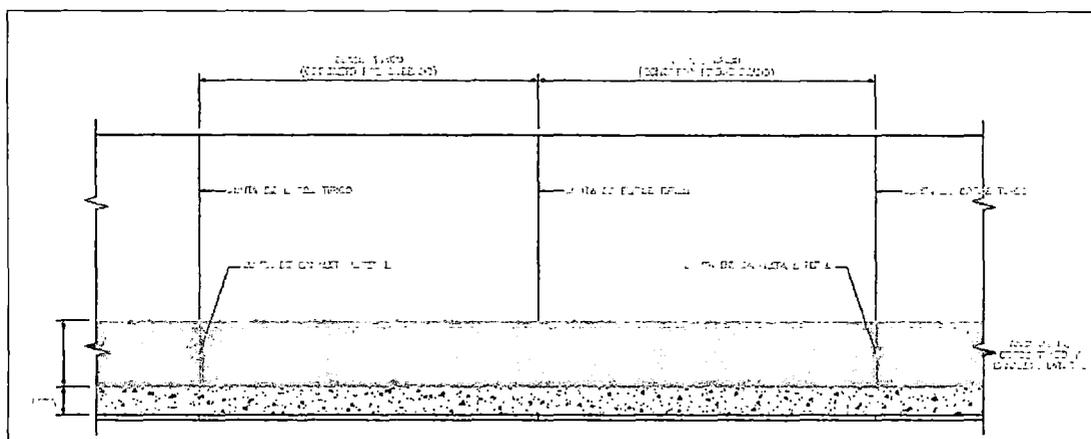


Figura N° 5.99. Detalle de junta en canaletas laterales.

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

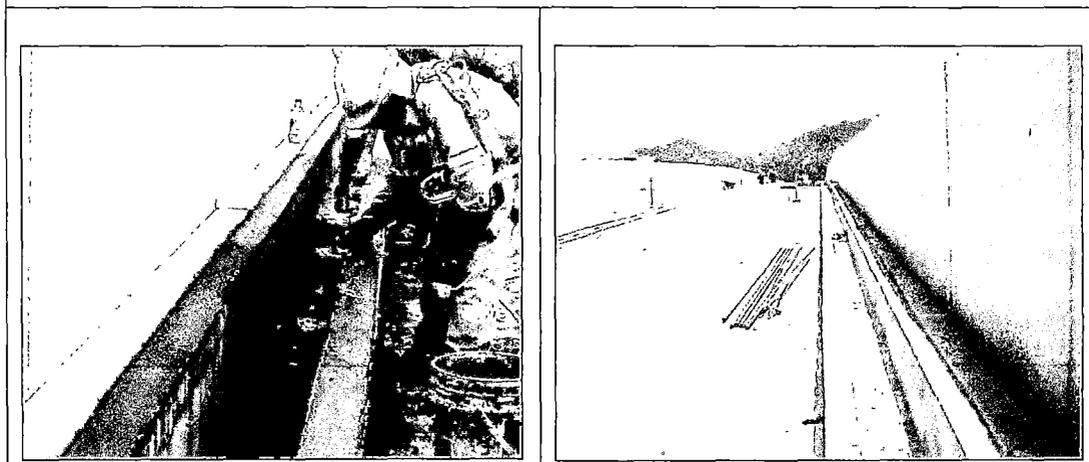


Figura N° 5.100. Resane y acabado final de canaletas laterales.

(Fuente: Propia)

5.3.6.3 Fabricación, transporte y montaje de tapas de canaletas centrales y laterales.

a) Fabricación de tapas en la Planta de Prefabricados.

Encofrado

Se usan plataformas de triplay niveladas sobre madera y/o moldes metálicos. Las formas laterales son de madera desmontable para mantenimiento y/o desencofrado. Se utiliza un aditivo desmoldante de madera y desmoldante para encofrado metálico (Ver Figura N°5.101).



Figura N° 5.101. Encofrado y aplicación de desmoldante para tapas de canaletas en la Planta de Prefabricados (Fuente: Propia).

Colocación del acero de refuerzo

Se coloca una malla de acero de 6 mm. con un recubrimiento de 2.5 cm. de acuerdo a los planos CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13515 y CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13514 (Ver Figura N°5.102).



Figura N° 5.102. Colocación del acero de refuerzo de tapas de canaletas.

(Fuente: Propia)

Vaciado de concreto

Previamente el Supervisor realiza la verificación conjuntamente con el Responsable del Área de Calidad, se verifican las dimensiones y recubrimientos. El concreto premezclado producido por la planta de UNICON es transportado con un camión mixer hasta el lugar de vaciado. Se utiliza concreto con $f'c = 210$ kg/cm² con asentamiento en un rango de 4" a 6" y uso 67 (TMN: 1/2") y es debidamente vibrado con un vibrador de aguja (Ver Figura N°5.103).

Las tapas son curadas con curador químico Sika Antisol S inmediatamente después de terminado el vaciado.

Desencofrado y acopio

Las tapas se desencofran a las 24 horas después de su vaciado; de modo que no se presenten fisuras o daños como producto del desencofrado y/o apilado de las mismas. Se arman pilas verticales de 10 tapas sobre una superficie nivelada (Ver Figura N°5.104).

Cualquier irregularidad superficial se resana con una mezcla de cemento:cal:arena (0,5:0,5:1) y agua con adición de Sikatop 77.

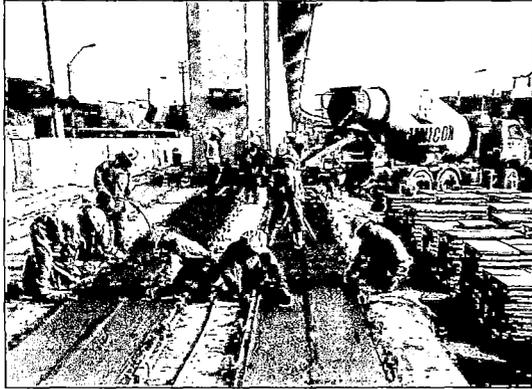


Figura N° 5.103. Vaciado de concreto en tapas de canaletas. (Fuente: Propia)



Figura N° 5.104. Acopio de tapas en la Planta de Prefabricados. (Fuente: Propia)

b) Transporte e izaje de tapas de canaletas.

Antes del transporte estas tapas son identificadas (Se identifica cada unidad, lote de producción y fecha de vaciado) para tener claro el control de los elementos y sean correlacionados con su fecha de vaciado.

Para transportar las tapas se usan parihuelas de madera, con paquetes de una altura máxima de 10 unidades, las tapas son envueltas para evitar la caída de las piezas (Ver Figura N°5.105a). El izaje se realiza con camión grúa o grúa. La colocación de las tapas se realiza manualmente (Ver Figura N°5.105b)

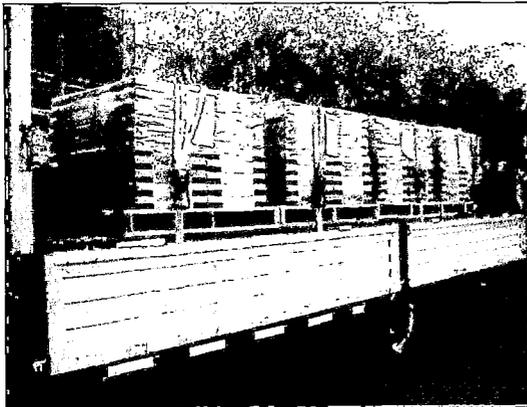


Figura N° 5.105a. Transporte de tapas.
(Fuente: Propia)

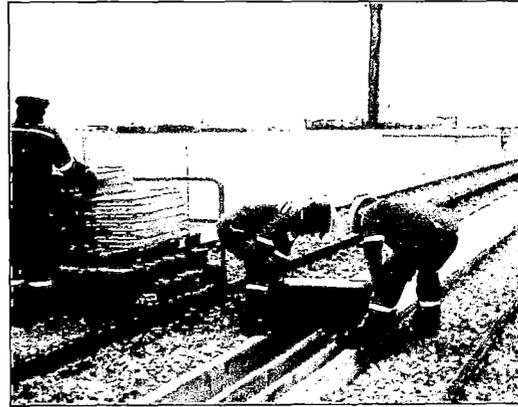


Figura N° 5.105b. Colocación de tapas.
(Fuente: Propia)

Figura N° 5.105. Transporte y colocación de tapas de canaletas.
(Fuente: Propia)

5.4 PLANEAMIENTO Y PROGRAMACIÓN DE LOS TRABAJOS

El autor de esta tesis perteneció al equipo Supervisor de la Obra, por lo que el planeamiento y la programación de los trabajos fueron elaborados por el Contratista. En esta sección se hace una descripción somera al respecto, como complemento al proceso constructivo del viaducto.

Este viaducto en el Cruce con la Av. Santa Rosa contempla tres vanos continuos de luces variables, con una luz central de 42 m. y tramos laterales de 25.817 m. que se extiende entre las columnas U33-U34-U35-U36 con una longitud total de 93.63 m. Se considera una estructura formada por vigas continuas tipo cajón de sección variable porticada con los pilares internos U34 y U35 y apoyadas sobre aparatos de apoyo elastoméricos (neoprenos) colocados sobre las vigas cabezales de las columnas externas U33 y U36. Este viaducto limita por el Norte con la Estación Santa Rosa (módulo MU9), por esta razón el Eje U36 está conformado por bicolumnas y viga cabezal tipo junta. Al Sur el Eje U33 limita con el módulo MU7, es una monocolumna y posee un cabezal tipo junta (es decir, no lleva restricciones longitudinales). Los pilares centrales U34 y U35 también son monocolumnas. La cimentación del viaducto es superficial mediante el empleo de zapatas rectangulares.

A continuación se muestra la programación de los trabajos realizados para la construcción del viaducto en el cruce con la Av. Santa Rosa:

- 1) Trabajos preliminares
- 2) Excavación de zapatas
- 3) Vaciado de solado
- 4) Colocación del acero de zapatas.
- 5) Colocación de acero de columnas.
- 6) Encofrado de zapata U36.
- 7) Vaciado de zapatas
- 8) Desencofrado de zapata U36
- 9) Encofrado de columnas (1era. etapa)
- 10) Vaciado de columnas (1da. etapa)
- 11) Encofrado de columnas (2da etapa)

- 12) Vaciado de columnas (2da. etapa)
- 13) Desencofrado de columnas
- 14) Relleno de zapatas
- 15) Colocación del acero de vigas cabezales
- 16) Encofrado de vigas cabezales
- 17) Vaciado de vigas cabezales
- 18) Desencofrado de vigas cabezales
- 19) Montaje de cimbras para soporte de las vigas cajón.
- 20) Encofrado de vigas cajón
- 21) Colocación de acero de las vigas cajón
- 22) Vaciado de vigas cajón
- 23) Colocación de acero de diafragmas.
- 24) Encofrado de diafragmas
- 25) Vaciado de diafragmas
- 26) Desencofrado de vigas cajón y diafragmas.
- 27) Colocación de los tendones de postensado.
- 28) Postensado de vigas cajón
- 29) Descimbrado
- 30) Construcción de cajuelas de protección de los anclajes
- 31) Inyección de lechada en los ductos de postensado.
- 32) Construcción, transporte y montaje de bordes típicos.
- 33) Construcción, transporte y montaje de canaletas laterales.
- 34) Construcción de canaletas centrales in-situ.

En el Anexo A2 se muestra las Barras Gantt de la programación antes descrita, en ella se presenta a detalle cada una de las actividades y la duración de las mismas (Cronograma de Obra).

Previo al inicio de las Obras Civiles se procedió con el retiro y reubicación de las interferencias existentes en la zona (tuberías, cableados, buzones, entre otros) esto a cargo del Área de Interferencias.

La excavación de zapatas se inició en el Eje U33 y finalizó en el eje U36. Una vez vaciado los solados se continuó con la colocación de los aceros de las zapatas y columnas en simultáneo, el acero de las columnas se armó sobre

plataformas habilitadas previamente (niveladas y compactadas) en zonas aledañas a las zapatas. El izaje de la armadura de las columnas centrales U34 y U35 se realizó en horas de la madrugada, más que todo por un tema de seguridad debido a que estos ejes se encuentran próximos a la Av. Santa Rosa donde existe alto flujo vehicular y peatonal durante el día. No fue necesario el cierre de esta vía.

El encofrado y vaciado de las columnas se realizó en 2 etapas debido a la considerable altura de estas de modo que no se dificulte su vaciado y la presión del concreto sobre el encofrado no sea excesiva.

El montaje de cimbras para el soporte de las vigas cajón se inició en el vano U33-U34, luego se continuó con el vano U34-U35 y finalmente el vano U35-U36.

El pre-armado de estos soportes se realizó in-situ a pie de obra y su izaje se realizó empleando camiones grúa y grúas. El izaje de las Torres MK y Cerchas MK en el vano U34-U35 se realizaron de madrugada ya que para esta labor fue necesario el cierre parcial de la Av. Santa Rosa. Sin embargo no afectó el entorno ya que a esas horas el flujo vehicular y peatonal en esta zona es casi nulo. La misma secuencia del montaje de cimbras se siguió para el encofrado, colocación de acero y vaciados tanto de las vigas cajón y diafragmas.

Los vaciados de concreto, en general, se programaron para horas de la madrugada, ya que las estructuras demandaban grandes volúmenes de concreto por lo tanto se requería el flujo continuo de mixers. En el día era dificultosa esta labor debido a la congestión vehicular en las calles y una mayor actividad en obra (flujo de personal, equipos) sumado a esto las limitaciones de espacio que había complicaba aún más esta tarea.

5.5 LA PROBLEMÁTICA EN LAS DIFERENTES FASES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DEL VIADUCTO EN ESTUDIO, LAS SOLUCIONES ADOPTADAS, SUS COMENTARIOS Y OTRAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN.

La construcción del Viaducto en el Cruce Santa Rosa requirió el empleo de una serie de soluciones en sus diferentes etapas o fases. Además, se presentaron una serie de situaciones e inconvenientes (algunas de ellas no previstas) que conllevaron al planteamiento y la aplicación de una serie de medidas. En el siguiente Cuadro N°5.03 se muestra lo descrito.

Cuadro N°5.03. Problemática, soluciones adoptadas, comentarios y otras alternativas de solución en la construcción del viaducto en el Cruce Santa Rosa.

Etapa o fase constructiva	Problemática	Solución adoptada	Comentarios y otras alternativas de solución
<p>Excavación de zapatas</p>	<p>Inestabilidad y deslizamiento de taludes durante la excavación de zapatas del viaducto a causa de los trabajos de excavación previos para el retiro y reubicación de interferencias donde el material fue devuelto al volteo sin compactar (relleno no controlado). Además, se detectó estratos superiores con presencia de arena suelta y finos que no garantizaban la estabilidad del talud.</p>	<p>Se realizó el replanteo de los taludes propuestos en el Expediente Técnico por taludes más tendidos con retiros de 1 m. y el empleo de banquetas de 1 m (de extremo a extremo) a mitad del talud de excavación. Además, se realizó el desquinche de los bloques y el pañeteo de los taludes con lechada de cemento para evitar caída de bloques.</p>	<p>También se pudo haber empleado mallas ancladas al talud o cercas metálicas de protección, esto como un complemento a la solución adoptada, hubiera brindado mayor seguridad a los trabajadores contra el desprendimiento de bloques.</p> <p>Existen otras soluciones geotécnicas para la estabilización temporal o definitiva de taludes de corte que también pudieron haberse empleado en este proyecto con resultados satisfactorios. Entre estos métodos tenemos: tablestacas, estructuras de retención (muros de contención) y pantallas ancladas.</p> <p>Otra solución es el reforzamiento de los taludes empleando geosintéticos.</p>
<p>Vaciado de columnas</p>	<p>Las columnas de gran altura del viaducto (entre los 12 y 14 m) dificultaban la colocación del concreto directamente con el empleo de las mangas y, además, impedían el correcto vibrado. Considerando, además, que la altura de colocación</p>	<p>Para la colocación del concreto se instaló un sistema de tubos verticales acoplados de 6" con un embudo en su extremo superior a través del cual se procedió a colocar el concreto. Cada tubo tenía 1.50 m. de longitud excepto el que se</p>	<p>Este método de colocación de concreto dio buenos resultados, no se presentaron cangrejeras ni segregaciones en las columnas, a su vez permitió obtener acabados de muy buena calidad.</p> <p>Otra solución para la</p>

	<p>del concreto (caída libre) no debe ser mayor a 1.5m.</p>	<p>encuentra en el extremo inferior que era de 3 m. y va embebido en el concreto. Durante el vaciado, luego de verter cada mixer, se procedía 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 realizaba por uno de ellos, se aprovechaba en retirar una tubería del otro, reduciéndose los tiempos de espera.</p>	<p>colocación del concreto en columnas de gran altura es a través de ventanas ubicadas sobre el encofrado a determinadas alturas. La colocación se realiza directamente empleando bombas tipo pluma con mangas de mayor longitud. Asimismo el vibrado del concreto se realiza a través de estas ventanas con mayor facilidad y con óptimos resultados.</p>
<p>Relleno y compactación de zapatas</p>	<p>La inestabilidad de los taludes durante la excavación de zapatas obligó al empleo de una serie de medidas que se detallaron anteriormente. Una de éstas fue la excavación de taludes con retiros de 1m. Por razones de seguridad se buscó evitar el ingreso del personal para realizar labores de compactación en esta zona, pues los precedentes ocurridos durante la excavación no ofrecían garantías para un trabajo seguro.</p>	<p>Ante esta situación, para el relleno entre la zapata y el talud con retiro de 1 m. se empleó arena adensada con agua (relleno hidráulico), de este modo se evitó el ingreso del personal a realizar labores de compactación pues existía el riesgo de derrumbes en esta zona. Este riesgo se incrementaba por efecto del vibrado de los equipos durante el compactado.</p>	<p>El empleo de esta solución evitó deslizamientos posteriores de los taludes y el proceso constructivo se desarrolló sin contratiempos.</p> <p>Existen otras soluciones que también pudieron haberse empleado y hubieran funcionado perfectamente en esta situación, como el empleo del suelo-cemento autocompactado también conocido como relleno fluido que reemplaza a los rellenos compactados de suelo. Su resistencia a la compresión se encuentra entre 3 – 65 kg/cm². Sin embargo, es recomendable el empleo en un rango entre 3.5 – 7 kg/cm². La idea de usar estos niveles de resistencia es conseguir un material más económico y que posteriormente pueda ser fácilmente excavado para la construcción de los cimientos de la Estación Santa Rosa. La gran ventaja del empleo de esta solución es que se coloca como concreto fluido (no requiere compactar) y se comporta posteriormente como suelo (es decir, es excavable).</p>

<p>Soporte de viga cajón vanos U33-U34 Y U35-U36 (Primera etapa)</p>	<p>El viaducto en estudio presenta una considerable elevación, por lo tanto, para el sistema de soportes se requería cimbras de gran altura que soporten a los encofrados de forma segura.</p>	<p>Por lo tanto, como soporte especial en los vanos laterales U33-U34 y U35-U36 se empleó el Sistema de Torres Aluprop. Se optó 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. Además, los Puntales Aluprop es posible utilizarlos superpuestos, de esta manera se pueden conformar cimbras de gran altura.</p> <p>En el viaducto del Cruce Santa Rosa las alturas a apuntalar en promedio eran de 8 m, mientras que la longitud de los puntales Aluprop 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.</p>	<p>El empleo de las Torres Aluprop tuvo muy buenos resultados. Dada su versatilidad, se requirió poca mano de obra para su pre-armado en piso y por su ligereza fue suficiente el empleo de camiones grúa de poca capacidad de carga para su izaje.</p> <p>El empleo de la Cimbra Brio es otra buena alternativa. Este sistema consta de una serie de diagonales y brazos unidos que le dan una mayor rigidez y gran capacidad de carga soportando encofrados a gran altura sin inconvenientes. Sin embargo el Sistema de Torres Aluprop posee componentes mucho más versátiles que permiten un mayor rendimiento en el armado y montaje.</p> <p>Cabe destacar que el Sistema de Cimbras BRIO se empleó en otros tramos del viaducto como soporte para el encofrado de las vigas cabezales a gran altura sin mayores inconvenientes.</p> <p>Existen en el mercado una variedad de cimbras que son excelentes alternativas y también cumplen con los requerimientos del proyecto. Entre estas destacan: La Cimbra OC (para puentes y grandes losas), Cimbra T-500 (para grandes cargas a gran altura y amplias luces).</p>
<p>Soporte de viga cajón vano central U34-U35 (Primera etapa)</p>	<p>Durante la construcción del viaducto en estudio había la necesidad de no interrumpir el tránsito vehicular ni peatonal por la Av. Santa Rosa, debido al caos que se generaría por los alrededores. Además el Plan de Desvíos del proyecto no contemplaba esa situación.</p>	<p>Por lo tanto, para el soporte del encofrado de la viga cajón en el vano central U34-U35 que cruza la Avenida Santa Rosa se empleó otra solución. En este caso, el soporte estaba compuesto de Torres Cimbra MK como apoyo principal y sobre éstas se apoyan torre a torre unas Cerchas MK Articuladas (6 unidades). En total se empleó 9 Torres Cimbra MK</p>	<p>Empleando esta solución, durante la construcción del viaducto, en ningún momento se interrumpió el tránsito vehicular ni peatonal a través de esta importante avenida. Además, se tomaron todas las medidas de seguridad necesarias (para evitar la caída de objetos se colocaron plataformas y mallas de protección, además, las bases de las Torres</p>

		<p>distribuidas en 3 filas con 3 Torres cada una (1 fila en cada extremo y 1 fila en la parte central de la Avenida Santa Rosa) espaciadas a 10.30 m.</p>	<p>llevaban una protección perimetral de concreto armado debidamente ubicados y señalizados con cintas reflectoras para su visualización por la noche)</p> <p>También se pueden emplear soluciones utilizando vigas longitudinales prefabricadas apoyadas sobre las Torres MK en lugar de las Cerchas MK Articuladas, es una buena opción en puentes o viaductos de menor altura ya que el empleo de cerchas interfiere en el flujo vehicular debido al mayor peralte de éstas. Esta solución se empleó satisfactoriamente en la construcción del viaducto en el Cruce con la Av. Del Aire y Av. Canadá pertenecientes al Tramo I de la Línea I del Metro de Lima.</p>
<p>Soporte de viga cajón (Segunda etapa)</p>	<p>La sección de la viga cajón es de peralte variable, por lo tanto se requería el empleo de cimbras que se adapten a esas configuraciones.</p>	<p>Se recurrió al empleo de cimbras BRIO. La 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 ya que cuenta con un cabezal regulable. Además, consta de una serie de diagonales y brazos unidos que le dan una mayor rigidez al sistema y gran capacidad de carga.</p>	<p>Las ventajas que ofrecen las cimbras BRIO fueron aprovechadas eficientemente en el Proyecto. La versatilidad y ligereza del Sistema facilitó el armado obteniéndose excelentes rendimientos. Además, durante las verificaciones topográficas permitió corregir las cotas de los puntos de control con gran precisión y sin mayores inconvenientes.</p>
<p>Habilitado del acero de refuerzo</p>	<p>Debido a la gran magnitud de la obra y las diferentes geometrías de las estructuras, las armaduras de refuerzo del viaducto están compuestas por grandes cantidades de acero de diferentes diámetros, longitudes y formas. Ante esta situación, el habilitado del acero en talleres in-situ se torna complejo y no cubre la gran demanda de acero que exige el Proyecto.</p>	<p>Se empleó acero dimensionado, habilitado y suministrado por Aceros Arequipa según los planos aprobados del Proyecto. Paralelamente se instalaron talleres para el habilitado de acero en obra que permitían cubrir algunas necesidades urgentes ante alguna eventualidad o retraso en el suministro del acero dimensionado.</p>	<p>El uso del acero dimensionado permitió satisfacer la gran demanda y a la vez permitió optimizar el proceso de armado de los aceros reduciendo considerablemente los tiempos. El empleo del acero habilitado en Planta permitió disponer de una menor cantidad de mano de obra (solamente cuadrillas para el armado de acero). Otra ventaja destacable del acero dimensionado es la eliminación de las bermas, pues las barras son entregadas con las cantidades y medidas</p>

			exactas, de acuerdo a los planos aprobados del proyecto.
Encofrado de columnas, vigas cabezales y vigas cajón	Existía la necesidad de emplear encofrados que se adapten a las diferentes geometrías (los cabezales y vigas cajón son de sección variable) y que soporten grandes presiones de concreto (las columnas son altas, las estructuras son esbeltas)	Por lo tanto, para las columnas se empleó el encofrado modular NEVI y en los cabezales y vigas cajón se usó el encofrado modular ligero COMAIN. Estos encofrados modulares presentan una serie de ventajas y características que se amoldan a las necesidades del proyecto. Destacan su ligereza, versatilidad (encofrado rápido) y soportan grandes presiones de concreto. Disponen de paneles de diferentes formas y tamaños para todo tipo de geometrías. Las superficies encofrantes son paneles fenólicos que permiten un acabado de buena calidad.	El empleo de estos sistemas de encofrados tuvo una serie de beneficios en el Proyecto. Se optimizó el proceso reduciéndose considerablemente los tiempos de encofrado y desencofrado, además, se requirió menor mano de obra pues los paneles son ligeros y de fácil armado. Al ser paneles de diferentes formas y tamaños facilitó el encofrado de las estructuras de geometría variable. Para el empleo de otras soluciones como el encofrado tradicional habría sido necesario implementar talleres para el habilitado requiriendo gran cantidad de mano de obra, incremento de los tiempos de ejecución, además, se generarían mayores desperdicios y se obtiene una menor calidad en el acabado final de las estructuras. Implementar estos talleres en obra se dificultó aún más considerando que existían grandes restricciones de espacio. Existen en el mercado otros sistemas de encofrados modulares con ventajas y características similares. Entre estos tenemos: Encofrado Modular ORMA (Para el encofrado de cualquier tipo de estructura vertical como muros y pilares), Encofrado vertical ENKOFORM V-100 (Para dar solución a todo tipo de geometrías que se presentan en estructuras verticales), Encofrado horizontal ENKOFORM H-120 (Encofrado para puentes, viaductos y pasos con secciones constantes o variables)

<p>Colocación de tendones de postensado en las vigas cajón</p>	<p>La trayectoria curva del tendón, el ducto corrugado, sumado a esto la curvatura involuntaria producida en el ducto durante su colocación y posterior vaciado de concreto originaron fuerzas de fricción que impedían el paso de los tendones. Por lo tanto, la colocación de estos tendones empleando solamente obreros fue dificultosa. Además, el bajo rendimiento y la gran cantidad de mano de obra empleada no era compensada.</p>	<p>Antes de colocar los tendones en los ductos los torones se unieron mediante soldaduras en paquetes de 15 y 19 torones, también se soldó un torón adicional que sirvió de guía durante la colocación.</p> <p>Luego se empleó un winche eléctrico que se posicionó sobre el terreno a una distancia de 100 m. del eje U33 desde donde se jalaban las guías para cruzar los tendones. Con el empleo de este equipo, desde esa ubicación se logró cruzar todos los tendones restantes del viaducto sin inconvenientes.</p>	<p>Se debe tener cuidado al jalar los tendones con el winche eléctrico ya que se pueden generar desgastes abrasivos y desgastes por frotamiento. Estos desgastes se producen cuando el cable roza o es arrastrado con excesiva fuerza a través de los ductos durante su colocación. Este roce debilita el cable al producir desgaste en los alambres exteriores.</p> <p>Existen otras consideraciones a tomar en cuenta y que se obviaron durante la construcción del viaducto en estudio:</p> <p><i>Según el Reglamento ACI-318S-08:</i> -Protección del acero de preesfuerzo: "Las operaciones de soldadura o calentamiento en las proximidades de tendones de preesforzado deben realizarse de manera tal que el acero de preesforzado no quede expuesto a temperaturas excesivas, chispas de soldaduras o descargas eléctricas". Comentario: La temperatura excesiva, la soldadura con arco eléctrico, las chispas de soldaduras o descargas eléctricas disminuyen la resistencia del acero reduciendo el límite de fluencia. Para el postensado se requieren aceros de alta resistencia debido a las pérdidas de fuerza de tensionamiento que se presentan durante el tensado y durante la vida útil de la estructura.</p> <p><i>Según la Norma AASHTO LRFD 2010:</i> -Mínima separación de vainas de postensado: "La mínima distancia libre vertical entre ductos deberá ser mayor o igual que 25 mm. ó 1,33 veces el tamaño máximo del agregado grueso". Comentario: La intención de mantener cierta distancia vertical</p>
---	--	---	--

			<p>entre los ductos es asegurar que la separación entre los tendones sea suficiente para transferir la fuerza de preesfuerzo al concreto que lo rodea y evitar que estos tendones rompan o fisuren el concreto entre ductos durante el tensado, sobre todo en las zonas de curvatura más pronunciada. Si esto ocurriese se produciría un reacondo de los tendones y las lecturas del tensado no serían las correctas. Además, se complicaría el proceso de inyectado ya que sería necesario inyectar la lechada simultáneamente en dichos ductos para garantizar su correcto llenado.</p> <p><i>Según el Manual de Diseño de Puentes del MTC:</i></p> <p>-Tamaño de los ductos: "El tamaño de los ductos no excederán 0.4 veces el espesor de la zona de ubicación"</p> <p>Comentario: El objetivo es cumplir con los recubrimientos mínimos que exigen las normas (el recubrimiento mínimo de las almas de la viga cajón, en las condiciones de este proyecto, deberá ser 2.5 cm según el Reglamento ACI 318S-08). También se busca evitar crear planos débiles en el recubrimiento de concreto que durante el tensado produciría la fisuración o agrietamiento.</p>
<p>Inyección de lechada en ductos de postensado</p>	<p>En un postensado adherido se procede al inyectado de una lechada de cemento en los ductos una vez efectuada la transferencia de la fuerza de preesfuerzo.</p> <p>Esta inyección protege a los cables contra la corrosión, asegura la adherencia entre el acero de preesfuerzo y el concreto circundante e incrementa la seguridad de la estructura a la rotura,</p>	<p>Se diseñó una lechada cementicia (con cemento Portland Tipo V) empleando aditivos que otorguen la fluidez necesaria a la mezcla para facilitar su colocación mediante bombeo, una baja relación a/c y gran facilidad de autocompactación (se empleó Viscocrete 20 HE) y aditivos que provoquen al endurecer una adecuada expansión dentro de los ductos</p>	<p>Durante las operaciones de inyección se deben realizar los Ensayos de Control de Calidad en obra, estos se basan en la realización de ensayos que miden las propiedades de la lechada de inyección. Entre estos ensayos tenemos:</p> <p>-Ensayo de Fluidez (Cono de Fluidez) Este ensayo se realiza sobre muestras extraídas del mezclador y a la salida del</p>

	<p>además, evita movimientos relativos entre los torones durante cargas dinámicas.</p>	<p>incrementando la adherencia e impermeabilidad evitando, a la vez, la segregación (para ello se empleó Intraplast PE).</p>	<p>ducto (ductos de purga).</p> <p>-Ensayo de exudación También se realiza sobre muestras extraídas del mezclador y a la salida del ducto (ductos de purga).</p> <p>-Ensayo de estabilidad volumétrica (expansión) Este ensayo se realiza sobre muestras extraídas del mezclador antes de la inyección.</p> <p>-Medición de las temperaturas: ambiente (5°C-30°C), lechada de inyección (16°C-32°C) y estructura (Min. 5°C) Estas temperaturas se miden antes de iniciar el proceso de inyección.</p>
<p>Construcción de canaletas centrales in-situ</p>	<p>Por su configuración, el encofrado de las canaletas centrales era laborioso. Además, el empleo de paneles de madera dificultaba aún más esta labor invirtiéndose un mayor tiempo en este proceso generándose atrasos.</p>	<p>Se tomaron las medidas pertinentes para optimizar el proceso constructivo de estas canaletas y mejorar el rendimiento. Por eso se optó por el empleo de moldes metálicos. Estos moldes tenían la forma de la canaleta central y su traslado para el encofrado se efectuaba sobre estocas hidráulicas.</p> <p>Para el desencofrado se empleó un pórtico equipado con teclas, el mismo que se estacionaba sobre unos parantes estructurales de barra cuadrada debidamente estables.</p>	<p>El objetivo de optimizar el proceso constructivo y mejorar la producción mediante el empleo de estas soluciones tuvo resultados positivos. Se duplicó la producción de las canaletas centrales (de 1.5 vanos/día a 3 vanos/día) lo cual permitió un rápido avance de los trabajos en la superestructura del viaducto.</p> <p>También se pudo haber optado por la prefabricación de estas canaletas. Sin embargo, la falta de espacio en la Planta de Prefabricados y el empleo de mayor mano de obra y equipos para su transporte, izaje y colocación no resultaba ventajoso. Además, el Control de Calidad tanto en Planta y, posteriormente, en su posición final exigían retrabajos de resanes y acabados.</p>

Elaboración Propia.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- La excavación de zapatas con taludes más tendidos y con retiros, el sostenimiento de éstos mediante la aplicación de lechada de cemento y el empleo de banquetas son medidas que se tomaron para la estabilización de taludes con resultados satisfactorios y garantizando la seguridad de los obreros durante las labores posteriores en el interior de estas excavaciones. Además, en zonas aledañas a los taludes inestables se empleó el relleno hidráulico con la finalidad de evitar el ingreso del personal y equipos que pudieran generar deslizamientos por el efecto del vibrado durante la compactación.
- Para el vaciado de concreto en las columnas, por ser éstas de gran altura (entre 12 y 14 metros), se adoptaron una serie de medidas como: la instalación de un sistema de conducción de concreto mediante el empleo de embudos y tubos verticales acoplados para garantizar una altura de caída menor a 1.5 m y así evitar la segregación y la excesiva presión sobre los encofrados, la colocación de concreto en 2 etapas con intervalos de 12 horas, el correcto vibrado empleando vibradores de inmersión y vibradores externos y, por último, el uso de un concreto con mayor slump (7" – 8") para las primeras etapas de vaciado. Estas consideraciones permitieron obtener un acabado de muy buena calidad para las columnas sin segregación de la mezcla ni la presencia de cangrejeras.
- En la primera etapa del sistema de soportes del vano central U34-U35 se emplearon, como apoyo principal, las Torres Cimbras MK espaciadas a 10 m y las Cerchas MK apoyadas torre a torre. De esta manera, durante la construcción del viaducto, en ningún momento se interrumpió el tránsito vehicular ni peatonal en la Av. Santa Rosa. Además, este sistema de soporte permitió el encofrado de las vigas cajón a gran altura sin mayores inconvenientes.

- Para los vanos laterales U33-U34 y U35-U36 se optó por el empleo del sistema de Torres Aluprop. Su ligereza y fácil armado permitió su montaje en piso y a pie de obra en corto tiempo y para su izaje solamente fue necesario el empleo de un camión grúa. Además, su gran capacidad de carga permitió soportar el encofrado de las vigas cajón a gran altura sin inconvenientes.
- Para el soporte del fondo de viga cajón se empleó el sistema de Cimbras BRIO. La ventaja de este sistema es su gran versatilidad para adaptarse a la geometría variable de la viga cajón; además, al contar con un cabezal regulable, éste permitió ajustar las cotas de fondo de losa de las vigas cajón hasta alcanzar las cotas del Proyecto.
- El uso del acero dimensionado tuvo una serie de ventajas: permitió el ahorro de tiempo en el habilitado del acero, se empleó menos mano de obra y se redujeron los desperdicios (mermas). Además, el acero habilitado facilitó las labores de colocación, reduciéndose considerablemente estos tiempos.
- Ante las dificultades en la colocación de los tendones, el empleo del winche eléctrico fue de gran ayuda, pues permitió incrementar los rendimientos reduciendo considerablemente la duración de estos trabajos y evitando retrasos en la obra.
- El empleo de moldes metálicos para el encofrado de las canaletas centrales in situ, las estocas hidráulicas para su transporte y el uso de pórticos equipados con tecles para su desencofrado permitieron acelerar la producción. Esto sumado al empleo de elementos prefabricados tales como bordes típicos y canaletas laterales fueron de suma importancia para que la obra se cumpla en el plazo previsto.
- El empleo de elementos prefabricados permitió una construcción industrializada optimizando el proceso de producción con una serie de ventajas. La automatización de los procesos constructivos al construirse piezas en serie de forma repetitiva aceleró la producción agilizando el ritmo de avance de la obra. Además, las tolerancias de fabricación y el exigente Control de Calidad (antes del despacho de Planta y durante la

recepción en obra) permitió obtener elementos prefabricados homogéneos con un buen acabado lo que facilitó su colocación con excelente precisión y rapidez.

6.2 RECOMENDACIONES

- En proyectos de estas características se hace necesario un estudio geológico-geotécnico detallado del área de trabajo para determinar las características y los parámetros geotécnicos del suelo, además se requiere la identificación y evaluación minuciosa de las interferencias existentes para planificar las medidas a tomar antes del inicio de los trabajos de las obras civiles del viaducto.
- Previo al inicio de cualquier actividad de excavación y movimiento de tierras es necesario revisar los planos de interferencias, si hubiera alguna identificada 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. Cualquier interferencia no detectada o no retirada a tiempo obstaculiza el proceso y genera retrasos en la obra.
- Para el izaje de estructuras pesadas que requieren el empleo de grúas de gran capacidad y se cuenta con espacios reducidos es recomendable realizarla en altas horas de la noche cuando el flujo vehicular y tránsito peatonal hayan disminuido, evitando así el caos y la congestión. Además, estas condiciones facilitan la circulación y favorecen las maniobras de izaje ya que se dispone de un mayor espacio libre y a la vez se reducen los riesgos de accidentes.
- En obras de gran envergadura dentro de la ciudad, ubicadas en zonas cuyas vías de acceso presentan alto congestionamiento vehicular durante el día, se recomienda programar los vaciados de concreto para el turno noche, de esta manera se evitan inconvenientes en el flujo de los mixers y la colocación del concreto se realiza de forma continua.
- En la zona de los anclajes las fuerzas de tensado producen una concentración de esfuerzos elevados, por esta razón se incrementa la cantidad de refuerzos en esta zona. Debido a esta alta densidad de

refuerzos se requiere tomar precauciones durante la colocación del concreto para evitar la formación de vacíos o cangrejas internas que afecten su resistencia y que podrían manifestarse durante la transferencia de esfuerzos originando la falla de los anclajes (hundimientos, fractura de las botellas de postensado). Por esta razón, en estas zonas, se recomienda emplear un concreto con un slump de 7" y realizar un correcto vibrado empleando vibradores de menores diámetros (1"). Otra solución recomendable es el empleo de concreto autocompactado.

- Durante la colocación de los ductos de postensado se requiere una buena precisión topográfica para definir correctamente su trayectoria; a su vez, deben sujetarse firmemente a la armadura de manera que conserven su trayectoria durante el vaciado de concreto. Con estas medidas se busca reducir la deformación o curvatura involuntaria del ducto que dificulta, posteriormente, la colocación de los tendones.
- Para unir los ductos de postensado deben emplearse acoples idóneos que garanticen su continuidad y un correcto sellado evitando el ingreso de concreto al interior. Asimismo, es importante tomar ciertas precauciones al momento del vaciado de concreto en las almas, éste debe colocarse lentamente y ejecutarse un vibrado con sumo cuidado empleando vibradores de menor diámetro, de lo contrario existe el riesgo que se dañen estos ductos o se suelten los acoples.
- Las almas de las vigas cajón y los diafragmas al ser estructuras delgadas y con alta densidad de acero requieren el empleo de un concreto con mayor slump (7") y un óptimo vibrado. Una buena opción es el empleo del concreto autocompactado para evitar el vibrado y la formación de cangrejas.
- Para el encofrado de estructuras de grandes dimensiones y variadas geometrías, el empleo de los encofrados modulares NEVI y COMAIN son una buena opción. Son ligeros, sistemas muy versátiles, soportan altas presiones de concreto y permiten obtener acabados de muy buena calidad.

BIBLIOGRAFIA

- American Association of State Highway and Transportation Officials, "Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD", Washington, USA, 2004.
- American Concrete Institute, "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario", ACI, USA, 2008.
- Asociación Civil Transparencia, Grupo RPP, PUCP, "Encuesta: Lima Como Vamos 2012", Lima, Perú, 2012.
- Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico, "Expediente Técnico Final - Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao – Línea I, Tramo II, Av. Grau – San Juan de Lurigancho ", Lima, Perú, 2012.
- Bonilla, Arturo; Carrillo, Dina; Casabonne, Carlos; Zegarra, Luis, "Análisis, Diseño y Construcción en Concreto Pretensado y Postensado", ACI-PERU, Lima. Perú, 2002.
- Instituto de la Construcción y Gerencia, "Análisis, Diseño y Construcción de Puentes", Tercera Edición, Lima, Perú, 2012.
- Instituto de la Construcción y Gerencia, "Supervisión de Obras", 11ma. Edición, Lima, Perú, 2014.
- Instituto Nacional de Tecnología Industrial, "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón", Buenos Aires, Argentina, 2005.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones, "Manual de Diseño de Puentes", Lima, Perú, 2003.
- Nilson, Arthur, "Diseño de estructuras de Concreto Preesforzado", Editorial LIMUSA, México D.F., 1990.
- Reinoso, Eduardo; Rodríguez, Mario; Betancourt, Rafael, "Manual de diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas" Instituto de Ingeniería de la UNAM, México, 2002.
- Rivva López, Enrique, "Supervisión del Concreto en Obra", 2da. Edición, Fondo Editorial ICG, Lima, Perú, 2008.
- 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.

ANEXOS

ANEXO A

Anexo A1: Carta de aprobación de la AATE para el uso de información para tesis

Anexo A2: Cronograma de ejecución de obra.

Anexo A3: Informe de Estudio Geotécnicos Sector A y A'.

Anexo A4: Plano Perfil Geotécnico - Tramo 2 - Línea 1 – Metro de Lima.

ANEXO B

Planos del Proyecto

ANEXO C

Anexo C1: Memoria de Cálculo Estructural Viaducto Elevado – Tramo U – Módulo MU8.

Anexo C2: Memoria de Cálculo - Sistema de soportes del encofrado del Viaducto en el Cruce Santa Rosa – Módulo MU8.

Anexo C2-a: *Memoria de Cálculo – Sistema de soportes vanos U33-U34 y U35-U36.*

Anexo C2-b: *Memoria de Cálculo – Sistema de Soportes vano central U34-U35.*

Anexo C2-c: *Planos del Sistema de soportes*

Anexo C3: Secuencia de vaciado in-situ de vigas cajón y diafragmas – Cruce Santa Rosa – Módulo MU8.

Anexo C4: Memoria de Cálculo – Postensado de vigas cajón – Cruce Santa Rosa – Módulo MU8.

Anexo C5: Memoria de Cálculo – Arriostre temporal para el montaje de columnas – Módulo MU8.

Anexo C6: Memoria de Cálculo – Bordes típicos.

Anexo C7: Memoria de Cálculo – Canaletas.

Anexo C8: Otros.