

**SISTEMAS CONSTRUCTIVOS EN PUENTES CON PRETENSADO
EXTRADOSADO, ESTADO DEL ARTE**

**Presentado por:
ELKIN MAURICIO LOPEZ MORANTES
SERGIO ANDRÉS VANEGAS HERRERA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2009**

**SISTEMAS CONSTRUCTIVOS EN PUENTES CON PRETENSADO
EXTRADOSADO, ESTADO DEL ARTE**

**Presentado por:
ELKIN MAURICIO LOPEZ MORANTES
SERGIO ANDRÉS VANEGAS HERRERA**

**Trabajo de Grado para optar al
Título de Ingeniero Civil**

**DIRECTORA:
ING. ESPERANZA MALDONADO**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2009**

AGRADECIMIENTOS

ELKIN MAURICIO LÓPEZ

A toda mi familia, mis profesores, compañeros y amigos por acompañarme a cumplir esta meta.

SERGIO ANDRÉS VANEGAS

Principalmente a toda mi familia por todo su apoyo y comprensión, a mis profesores por su valiosa colaboración y a la mujer que con su apoyo y corazón me mostró el camino para seguir adelante.

TABLA DE CONTENIDO

	<i>Pág</i>
LISTA DE TABLAS	<i>i</i>
LISTA DE FIGURAS	<i>ii</i>
GLOSARIO	<i>vii</i>
RESÚMEN	<i>xi</i>
INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	4
1. EL PUENTE CON PRETENSADO EXTRADOSADO	5
1.1 DIFERENCIAS ENTRE PUENTE EXTRADOSADO Y OTROS SISTEMAS SIMILARES.....	6
1.2 CONFIGURACIONES MORFOLOGICAS Y GEOMETRICAS DE LOS PUENTES EXTRADOSADOS.....	9
1.2.1 Configuraciones típicas de los cables extradosados.....	10
1.2.1.1 Configuración longitudinal de los cables extradosados.....	10
1.2.1.2 Configuración transversal de los cables extradosados.....	14
1.2.2 Configuraciones de la torre.....	17
1.2.2.1 Torres con mástil único.....	17
1.2.2.2 Torres con doble mástil.....	18
1.2.3 Tipos de tablero.....	20
1.2.3.1 Tablero de concreto.....	22
1.2.3.2 Tablero híbrido.....	22
1.2.3.3 Tablero metálico.....	23
1.3 CRITERIOS BASICOS DE DISEÑO PARA UN PUENTE CON PRETENSADO EXTRADOSADO.....	23
2. SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA PUENTES DE CONCRETO CON LUCES DE MEDIANAS Y LARGAS LONGITUDES	26
2.1 METODO CONSTRUCTIVO LUZ A LUZ (SPAN-BY-SPAN METHOD).....	28
2.1.1 Principales características.....	28
2.1.2 Fundida en sitio.....	29
2.1.3 Mediante Elementos Prefabricados.....	30

2.1.4	Sistemas más usados.....	30
2.1.4.1	Sistema de viga metálica apoyada pila a pila.....	30
2.1.4.2	Sistema de falsos apoyos (Andamiaje).....	31
2.1.4.3	Sistema de grúa-pórtico lanzable o "Gantry System".....	32
2.1.5	Secuencia de construcción.....	33
2.1.6	Aplicabilidad a los puentes extradados.....	34
2.2	METODO DE LANZAMIENTO POR INCREMENTOS O METODO POR EMPUJES (INCREMENTAL LAUNCHING OR PUSH-OUT METHOD).....	35
2.2.1	Principales características y ventajas del método por Incrementos.....	37
2.2.2	Requerimientos especiales.....	38
2.2.3	Variedades constructivas de lanzamiento por incrementos.....	40
2.2.3.1	Lanzamiento por segmentos de puente.....	40
2.2.3.2	Lanzamiento completo.....	45
2.2.3.3	Giro del puente completo.....	48
2.2.4	Aplicabilidad a los puentes extradados.....	48
2.3	METODO PROGRESIVO POR VOLADIZO (PROGRESSIVE PLACEMENT METHOD).....	49
2.3.1	Principales características, ventajas y desventajas.....	51
2.3.2	Un ejemplo de esta tipología de puente.....	53
2.3.3	Aplicabilidad a los puentes extradados.....	54
3.	METODO CONSTRUCTIVO POR MEDIO DE VOLADIZOS SUCESIVOS BALANCEADOS (BALANCED CANTILEVER).....	55
3.1	RESUMEN HISTORICO DE CONSTRUCCIONES REALIZADAS MEDIANTE VOLADIZOS.....	56
3.2	SECCION TRANSVERSAL TIPICA DEL TABLERO.....	61
3.2.1	Tableros para puentes acomodados a futuras ampliaciones.....	62
3.2.1.1	Método SBWM (Strutted Box Widening Method).....	64
3.3	LAS PILAS Y SUS ASPECTOS BASICOS A CONSIDERAR.....	69
3.4	CABLES DE SOPORTE (TIRANTES).....	72
3.4.1	Cables de acero.....	74
3.4.1.1	Rigidez de los tirantes.....	77
3.4.1.2	Tipos de cables de acero para puentes.....	78
3.4.2	Cables de materiales compuestos.....	83
3.4.3	Cables en puentes extradados.....	85

3.5 SISTEMA DE CABLES DENTRO DE LA SECCION DEL TABLERO.....	87
3.5.1 Tipos de cables.....	88
3.5.1.1 Cables de ménsula.....	88
3.5.1.2 Cables de continuidad.....	91
3.6 ANCLAJES.....	96
3.6.1 Dispositivos de conexión para los extremos de los cables.....	96
3.6.1.1 Extremo de cable tipo zapato (Strand Shoes).....	96
3.6.1.2 Caja de aleación metálica (Metallic alloy sockets).....	97
3.6.1.3 Caja de conexión de extremos para puentes atirantados (Socket for Stay Cables).....	98
3.6.2 Anclajes y acopladores para cables de ménsula y continuidad.....	102
3.6.2.1 Anclajes para cables de ménsula y continuidad.....	103
3.6.2.2 Acopladores para cables de ménsula y continuidad	105
3.6.3 Anclajes para cables extradosados.....	106
3.7 ESTABILIZACION DE LOS VOLADIZOS.....	109
3.8 METODOS DE CONSTRUCCION DE VOLADIZOS SUCESIVOS BALANCEADOS.....	113
3.8.1 Construcción de voladizos fundidos en sitio.....	113
3.8.1.1 Carros de avance.....	115
3.8.1.2 Colocación de los cables.....	122
3.8.1.3 Construcción del tablero.....	123
3.8.1.4 Fases de construcción.....	130
3.8.1.5 Control geométrico.....	131
3.8.2 Construcción de voladizos mediante dovelas prefabricadas.....	133
3.8.2.1 Planta de prefabricación de segmentos (Casting Yard).....	137
3.8.2.2 Tipos de dovelas y métodos de prefabricación.....	142
3.8.2.3 Sistema de juntas entre dovelas.....	153
3.8.2.4 Llaves de cortante (Shear keys) en dovelas prefabricadas.....	156
3.8.2.5 Erección de la dovela de pila.....	158
3.8.2.6 Segmento de cierre en centros de luz.....	159
3.8.2.7 Preesforzado temporal durante la construcción del voladizo.....	160
3.8.2.8 Sistema de erección y ensamblaje de dovelas.....	162

3.8.2.9 Sistema de erección y su aplicación en puentes extradosados	173
4. MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS BALANCEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES CON PRETENSADO EXTRADOSADO EN COLOMBIA	175
4.1 RESÚMEN HISTORICO DE LOS PRINCIPALES PUENTES EN COLOMBIA CONSTRUIDOS CON EL MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS	175
4.2 EL MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS, LA MEJOR OPCIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES EXTRADOSADOS	186
4.2.1 Factores limitantes del método luz a luz en puentes extradosados	186
4.2.2 Factores limitantes del método de lanzamiento por incrementos en puentes extradosados	187
4.2.3 Factores limitantes del método progresivo en puentes extradosados	188
4.3 GENERALIDADES ENCAMINADAS A LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES EXTRADOSADOS EN COLOMBIA MEDIANTE VOLADIZOS SUCESIVOS BALANCEADOS	188
4.3.1 Construcción en sitio, como la técnica más viable para construir puentes extradosados en Colombia	190
4.3.2 Principales elementos usados en la construcción en sitio de puentes extradosados orientados a Colombia	192
4.3.2.1 Particularidades del carro de avance	192
4.3.2.2 Particularidades del sistema de cableado interno y extradosado	193
4.3.2.3 Particularidades del sistema de Anclaje	195
4.3.2.4 Particularidades en el uso de apoyos temporales durante la construcción	197
CONCLUSIONES	199
BIBLIOGRAFÍA	210

LISTA DE TABLAS

	<i>Pág</i>
Tabla 3.1 <i>Ventajas y desventajas del método SBWM.....</i>	67
Tabla 3.2 <i>Tipos de cables y secciones transversales.....</i>	76
Tabla 3.3 <i>Propiedades mecánicas de los tipos de cables.....</i>	77
Tabla 3.4. <i>Propiedades mecánicas de diferentes materiales para cables.....</i>	84

LISTA DE FIGURAS

CAPITULO 1.

	Pág.
Figura 1.1 Vista longitudinal de un puente con pretensado extradadosado (Puente Tsukuhara, Japón).....	6
Figura 1.2 Longitud del vano Vs Espesor promedio de concreto....	7
Figura 1.3 Longitud del vano Peso Vs Peso del tendón.....	8
Figura 1.4 Puente Extradadosado tipo abanico.....	11
Figura 1.5 Puente Odawara Blue Way, Japón.....	11
Figura 1.6 Puente extradadosado tipo harpa.....	12
Figura 1.7 Puente The North Arm. Vancouver, Canadá.....	12
Figura 1.8 Puente sobre el río Deba. España.....	14
Figura 1.9 Disposición del cableado extradadosado a lo largo del puente sobre el rio Deba, España.....	14
Figura 1.10 Puente Shikari. Japón.....	15
Figura 1.11 Puente Yasiro. Japón (Dos planos de cables extradadosados).....	16
Figura 1.12 Puente Miyakodagawa, Japón (Tres planos de cables extradadosados).....	17
Figura 1.13 Puentes con mástil único. (a) Mástil único con cableado extradadosado paralelo al eje longitudinal del tablero. (b) Mástil único con cableado extradadosado perpendicular al eje longitudinal del tablero.....	18
Figura 1.14 Configuraciones de torre. (a) Mástiles independientes. (b) Mástiles contraviento. (c) Mástiles en "V". (d) Mástiles en "Y".....	19
Figura 1.15 Puente Tsukuhara. Yamada-cho, Kobe (Mástiles en "V").....	19
Figura 1.16 Puente Himi. Japón. (Mástiles en "Y").....	20
Figura 1.17 Puente Japan-Palau Friendship (mástiles contraviento).....	20
Figura 1.18 Vista isométrica. Sección transversal típica para un puente extradadosado.....	21

CAPITULO 2.

Figura 2.1 Viga de tramo luz a luz puesta con grúa.....	29
Figura 2.2 Viga de acero apoyada sobre las pilas donde se sujetan los elementos prefabricados.....	30

Figura 2.3 Esquema del método de luz a luz mediante elementos prefabricados montados por medio de un grúa.....	31
Figura 2.4 Esquema de método del método de luz a luz mediante formaleas (Formwork) soportadas sobre un falso apoyo móvil (Traveling Falsework).....	32
Figura 2.5. Sistema de grúa-pórtico lanzable. Esquemática del método de luz a luz.....	33
Figura 2.6 Etapas de construcción de un puente por el método luz a luz.....	34
Figura 2.7. Puente del río Caroní en Venezuela (1962-1964).....	36
Figura 2.8 Secuencia esquemática del lanzamiento por segmentos.....	41
Figura 2.9 Planta de fabricación del tablero.....	42
Figura 2.10 Nariz del puente utilizando el método de lanzamiento	43
Figura 2.11 Pila auxiliar.....	44
Figura 2.12 Apoyo deslizante.....	44
Figura 2.13 Dispositivo de lanzamiento mediante gatos hidráulicos	45
Figura 2.14 Fases de construcción por lanzamiento completo.....	46
Figura 2.15 Detalles de la fabricación usando el lanzamiento completo.....	47
Figura 2.16 fases para la colocación del puente mediante giros	48
Figura 2.17 Viaducto de Fréburge, Francia. Construcción usando torre móvil con sistema de cables.....	50
Figura 2.18 Método progresivo por voladizos usando soportes temporales.....	51
Figura 2.19 Construcción del Viaducto de Linn Cove.....	53
Figura 2.20 Viaducto de Linn Cove ya terminado.....	53

CAPITULO 3.

Figura 3.1 Puente sobre el río Peixe. Brasil.....	56
Figura 3.2 Puente sobre el río Sena en Choisy-le-Roi. Francia.....	59
Figura 3.3 Superficie de fundición para prefabricados de Choisy-le-Roi en Paris, France.....	60
Figura 3.4 Ampliación de la sección transversal de un puente con vigas prefabricadas AASHTO-PCI (Método SGWM).....	63
Figura 3.5 Ampliación de la Sección Transversal de un Puente con Sección Tipo Cajón (Método SBWM).....	65
Figura 3.6. Pila doble pared. Autovía A-67 del Cantábrico a la Meseta, Cantabria.....	71

Figura 3.7 Elementos que constituyen un cable.....	75
Figura 3.8 Amortiguador de disipación de energía para un puente extradadosado.....	87
Figura 3.9 Sección típica de voladizos sucesivos con sección prefabricada.....	89
Figura 3.10 Cables de continuidad externos.....	93
Figura 3.11 Cables de ménsula y de continuidad.....	95
Figura 3.12 Extremo tipo zapato o Strand Shoes del anclaje este del Puente Tacoma Narrows de 1940.....	97
Figura 3.13 Dispositivo de anclaje HiAm (HiAm Anchor Socket)....	99
Figura 3.14 Cabeza de anclaje DINA (DINA Anchor Head).....	100
Figura 3.15 Dispositivo de anclaje NS (NS Socket).....	101
Figura 3.16 Vista longitudinal esquemática de un sistema de anclajes y acoples.....	103
Figura 3.17 Anclaje multiplano MA. Dywidag.....	104
Figura 3.18 Anclaje de placa tipo ED. Dywidag.....	104
Figura 3.19 Acoplador R. Dywidag.....	105
Figura 3.20 Acoplador D. Dywidag.....	106
Figura 3.21 Silla de torre para anclaje de tirantes.....	107
Figura 3.22 Composición del anclaje en la torre.....	108
Figura 3.23 Puente del río Ibi. Japón.....	108
Figura 3.24 Detalle de la caja de anclaje de acero en el puente del río Ibi.....	109
Figura 3.25. Barras temporales de orientación vertical.....	110
Figura 3.26 Apoyo provisional ajustable con gatos hidráulicos que se soporta sobre la fundación de la pila.....	112
Figura 3.27 Estabilidad mediante cables extradadosados a la sección viga cajón.....	112
Figura 3.28 Construcción de una típica dovela de pila.....	113
Figura 3.29. Puente sobre el río Dee. Newport, Reino Unido de Gran Bretaña e Irlanda del Norte.....	115
Figura 3.30 Esquema de un carro móvil tradicional con vigas principales situadas encima de la losa superior.....	118
Figura 3.31 Nuevo carro de avance de la empresa DOKA para dovelas en voladizo usadas en el puente Prosmky que recorre el río Elba, Alemania.....	119
Figura 3.32 Ductos vacíos en la cartela superior.....	122
Figura 3.33 Dodela de cierre para el puente Confusion Hill Realignment, California, USA.....	126
Figura 3.34 Construcción de las dovelas en la parte final de la luz	129

(extremos del puente)

Figura 3.35 Planta de prefabricación de segmentos (Casting's Yard).....	138
Figura 3.36 Sistemas de transporte de dovelas. (a) Mediante semi-trailer cama baja y (b) Mediante barcazas (barcaza empleado para el puente i-35).....	139
Figura 3.37 Almacenamiento de dovelas. (a) Dovelas almacenadas en un solo nivel y (b) Dovelas almacenadas en dos niveles.....	139
Figura 3.38 Formaleta deslizante empleada en el método de prefabricación por mesa larga.....	144
Figura 3.39 Vista longitudinal del método de prefabricación de dovelas por molde fijo.....	148
Figura 3.40 Vista isométrica del método de prefabricación de dovelas por molde fijo.....	152
Figura 3.41 Aplicación manual de resina epóxica en dovelas.....	155
Figura 3.42 Llaves de cortante en dovelas prefabricadas.....	157
Figura 3.43 Dovela típica de pila.....	159
Figura 3.44 Sistema de preesforzado temporal mediante barras....	162
Figura 3.45 Erección de dovelas mediante grúa montada sobre una barcaza.....	164
Figura 3.46 Erección de dovelas transportadas en barcazas mediante piernas de cortante (shear legs).....	167
Figura 3.47 Erección de dovelas mediante viga lanzada soportada por tirantes.....	169
Figura 3.48 Erección de dovelas mediante viga lanzada soportada por tirantes.....	171

CAPITULO 4.

Figura 4.1. Puente sobre el río Magdalena, Barranquilla.....	176
Figura 4.2. Puente sobre el rio Farallones, Cundinamarca.....	177
Figura 4.3. Puente del viaducto Pereira-Dos Quebradas, Risaralda. (a) Vista longitudinal del puente. (b) Panorámica del puente.....	179
Figura 4.4. Puente del Viaducto Pipiral, Autopista Bogotá-Villavicencio.....	180
Figura 4.5. Puente de Sevitá, Autopista Bogotá-Villavicencio.....	181
Figura 4.6. Puente de Barranca-Yondó sobre el Río Magdalena sobre el Estrecho Galán.....	182

Figura 4.7. Puente sobre el río Sinú, Montería.....	184
Figura 4.8. Viaducto La Estampilla. Carretera Pereira-Manizales...	185

GLOSARIO

ACOPLADORES: dispositivos utilizados en puentes para unir dos cables con el cual se garantiza la continuidad de los mismos.

ALAMBRE: Es el componente básico del cable de acero, el cual es fabricado en diversas calidades, según el uso al que se destine el cable final.

ALMA DEL CABLE: Es el eje central del cable donde se enrollan los torones. Esta alma puede ser de acero, fibras naturales o de polipropileno entre otros materiales.

ANCLAJE: Un dispositivo de conexión que une un objeto de concreto a una placa de metal para mantener la estructura en su lugar.

CABLE: Es el producto final que está formado por varios torones, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un alma.

CABLES EXTRADOSADOS: Son los cables externos a la sección viga cajón, dando con esto excentricidad al puente y elegancia en forma. Son propios para los puentes extradados.

CANTO: Es la altura propia de la sección del puente.

CARGA MUERTA: se considera carga muerta el peso de la totalidad de la estructura incluyendo la capa de rodadura, barandas, ductos, cables y cualquier otro elemento de servicio público.

CARGA VIVA: la carga viva es el peso de las cargas móviles aplicadas de los vehículos y peatonales.

CARTELA: Sección de concreto que da inercia a la parte en donde se cruzan las losas con las almas.

CONTRAFLECHA: Ligera curvatura, convexa, que se realiza en una viga o cercha para compensar cualquier flecha prevista cuando soporte un peso.

DADOS DE ANCLAJE: Bloques de concreto en donde se anclan los cables de ménsula y de continuidad dentro de la sección viga cajón.

DOBLE MÉNSULA: Es la forma en “T” que toma el puente en fase de construcción con el método de voladizos sucesivos.

DOVELAS: Es el conjunto de segmentos que constituyen un tablero en un puente.

DUCTO: hueco o vacío formado en el miembro preesforzado para acomodar los tendones para postensado.

FALSOS APOYOS (ANDAMIAJE): Son apoyos provisionales, en forma de andamio, que soportan los momentos generados por los voladizos de un puente en fase de construcción.

FIBRA DE ARAMID: La fibra aramida se define como una fibra en la que la sustancia que la forma es una cadena sintética poliamida en la

que al menos el 85% de los grupos amidas están directamente relacionados con 2 grupos aromáticos.

FUERZA EN EL GATO: Fuerza temporal ejercida por dispositivos (gato) que introducen tensión en los tendones de preesfuerzo.

GRÚA-PÓRTICO (GANTRY-SYSTEM): Es una estructura metálica con tres apoyos soportados por el puente en el puente, que consiste principalmente de unas piernas, un puntal y un contrapeso. Esta grúa se puede mover a lo largo del puente.

LLAVES DE CORTANTE (SHEAR KEYS): Son discontinuidades encontradas en la cara de la dovela para facilitar el acople y ensamble de las mismas. Deben estar diseñadas para soportar su propio peso.

PILÓN, PILONO: Construcción maciza con forma de pirámide truncada que servía de portada de los templos egipcios. También llamado pilón. Es la misma torre del puente.

POSTENSADO: Método de preesforzado en el cual los tendones se tensionan después de que el concreto haya fraguado.

PRETENSADO: Método de preesforzado en el cual los tendones se tensionan antes de que el concreto se vierta. Necesita de bancos de anclaje para fijar los cables de pretensado y transmitir la tensión al conjunto de la obra.

RETRACCIÓN DE FRAGUADO DEL CONCRETO: Deformación en el concreto dependiente del tiempo, causada por el secado y los cambios químicos durante el proceso de fraguado.

TENDÓN: Alambre, torón, barra de acero o paquete de tales elementos, usados para preesforzar el concreto.

TORÓN: Está formado por un número de alambres de acuerdo a su construcción, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un centro, en una o varias capas.

VOLADIZO SUCESIVO: Método de construcción en donde la construcción se empieza desde las pilas del puente y termina en los centros de luz. El principio de este método son los voladizos en doble ménsula, formando así un balance de momentos.

RESÚMEN

TÍTULO: SISTEMAS CONSTRUCTIVOS EN PUENTES CON PRETENSADO EXTRADOSADO, ESTADO DEL ARTE*

AUTORES:

LÓPEZ MORANTES, Elkin Mauricio**

VANEGAS HERRERA, Sergio Andrés**

PALABRAS CLAVES: Puente extradadosado, Métodos constructivos, Voladizos sucesivos balanceado, Pretensado.

DESCRIPCIÓN:

El contenido de este documento, describe cada uno de los métodos y sistemas constructivos de puentes, desarrollados y empleados hasta el momento en función de los puentes con pretensado extradadosado. Para ello, se recopiló y seleccionó información de una serie de documentos en los que se desarrollan los temas principalmente con base a la experiencia constructiva de varios autores.

De cada método se realiza una descripción de sus principales características, limitaciones de uso, ventajas y desventajas tanto para construcción en sitio, como para construcción por dovelas prefabricadas. En el caso del método constructivo mediante voladizos sucesivos balanceados, el cual se considera el más óptimo y recomendado para puentes con pretensado extradadosado, se describen a fondo los aspectos mencionados para los otros métodos, resaltando su versatilidad y aplicabilidad a las diferentes tipologías de puentes con luces medias a grandes (puentes con sección viga cajón y puentes con sistema de soporte mediante cables o tirantes).

Por último, se concluye con una breve reseña de los principales puentes que se han construido hasta el momento en Colombia mediante el método de voladizos balanceados y se establece un conjunto de generalizaciones encaminadas a introducir los puentes con pretensado extradadosado, como una opción viable para dar soluciones a puentes con luces entre los 100 y 200m en el entorno colombiano.

* Trabajo de grado

** Universidad Industrial de Santander (UIS), Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Directora: Esperanza Maldonado

ABSTRACT

TITLE: CONSTRUCTION SYSTEMS IN EXTRADOSED PRESTRESSED BRIDGES, STATE OF THE ART*

AUTHORS:

LOPEZ MORANTES, Elkin Mauricio**

VANEGAS HERRERA, Sergio Andrés**

KEYWORDS: Extradosed bridges, Construction methods, Balanced cantilever, Prestressed.

DESCRIPTION:

The content of this document, describes each one of the methods and constructions system of bridges, developed and used until the moment in function of extradosed prestressed bridges. For it, information of a series of documents that contain topics based on the constructive experience of several authors was gathered and selected.

Of each method was done a description of its main characteristics, use limitations, advantages and disadvantages so much for casi-in-situ construction like for precast segments construction. In the case of the balanced cantilever method, which is considered the best and recommended for extradosed prestressed bridges, the mentioned aspects for the other methods are thoroughly described, standing out their versatility and applicability to the different types of bridges with medium to big lights (Prestressed box girder bridges and cable-supported bridges).

Finally, this concludes with a short review of the main bridges that have been built until the moment in Colombia, using the balanced cantilever and a group of generalization guided to introduce the extradosed prestressed bridges is established as a possible option to give solutions to bridges with spans between 100 and 200 m in the Colombian environment.

* Grade work

** Universidad Industrial de Santander (UIS), Faculty of Physical-Mechanical engineering, Faculty of Civil Engineering. Directress: Esperanza Maldonado

INTRODUCCIÓN

La necesidad del hombre de entrelazar ciudades con pueblos y comunidades de difícil acceso ha llevado a la realización de innumerables puentes, de todas las características, a nivel mundial. Con el paso del tiempo, las dificultades constructivas presentadas por cada proyecto particular, llevaron al ingenio humano a sobrepasar sus propios límites. Con cada nuevo puente se percibían mejoras constructivas, sistemas innovadores y considerables reducciones en tiempos de ejecución. Surgieron entonces los métodos de construcción, que son formas, según las necesidades del proyecto, de erigir un puente de manera rápida y económica.

Al momento de elegir el tipo de puente adecuado para un proyecto, hay toda una variedad de categorías que los clasifican. Por ejemplo, si se quiere clasificar los puentes según su estructura encontramos los puentes de vigas, arcos y puentes con cables (atirantados, suspendidos y extradosados); si se quieren clasificar según su material están los puentes en concreto, acero, madera y concreto preesforzado; o si se quieren designar por su sección transversal, están los puentes de losa, viga y losa, viga cajón, etc. Ahora bien, también se pueden clasificar según su método constructivo, y aparecen los puentes construidos luz a luz, por empujes, lanzados en un sentido (progresivos) y los puentes en voladizos sucesivos.

Estos últimos puentes son la clasificación más usada, dado que, es la que condiciona el diseño, además que se combina con las tecnologías de preesforzado, logrando así, la construcción de puentes más largos.

Los voladizos sucesivos y su construcción (que son el tema central de esta tesis) son en la actualidad el método constructivo más usado, dado que no hay necesidad de apoyos provisionales debajo del puente, se erigen de forma simétrica y permite dimensiones de luces mucho más largas. Incluso puede ser usado en puentes ubicados en zonas marítimas o de difícil acceso, lo cual lo hace aun más atractivo para los constructores. Es por eso que, puentes de viga cajón, puentes extradados y puentes atirantados de grandes luces, se han limitado casi que exclusivamente a este método.

La construcción de puentes con pretensado (preesforzado) extradados es un tema actual en el ámbito de la ingeniería de puentes a nivel mundial. Se ha visto que combinar el preesforzado con tirantes de baja sollicitación de fatiga, cantos rígidos y torres de baja altura, ha llevado a conseguir un buen comportamiento estructural, esteticidad y economía. Japón es una potencia en el diseño y construcción de este tipo de puentes, y por eso la gran mayoría de estas estructuras están ubicadas en ese país. Europa, Norteamérica y algunos países de Latinoamérica y Asia han demostrado interés y, por tanto, ha empezado a crecer el número en todo el mundo. Estos puentes usan el método de voladizos sucesivos, dado que es el que mejor se acomoda a las exigencias constructivas y sollicitaciones de carga en obra.

Con relación al contenido de este documento, se ha dividido en cuatro capítulos:

Capítulo 1. Aquí se da una breve definición, descripción, clasificación y generalidades de diseño para los puentes extradados. Se dan

ejemplos de sus tipologías y se caracterizan, de forma general, sus partes.

Capítulo 2. En este capítulo hace una breve descripción de los distintos métodos constructivos que existen para puentes segmentados en concreto preesforzado. Se dan algunas características por las cuales estos métodos no son óptimos para puentes extradados.

Capítulo 3. Este capítulo es exclusivo para el método constructivo de voladizos sucesivos balanceados encaminados a puentes extradados. Se describe la historia de algunos puentes construidos por este método. También hace referencia a las partes, como son el tablero, columna, tirantes, cables preesforzados y anclajes, principalmente de puentes atirantados y extradados. Son identificados minuciosamente las formas de construcción, describiendo fundida en sitio y mediante dovelas prefabricadas.

Capítulo 4. En este capítulo se ilustra los puentes con pretensado extradado como una opción alterna para puentes de grandes luces en Colombia. Se hace una breve reseña histórica de las realizaciones de algunos puentes hechos con el método de voladizos sucesivos en Colombia y se habla, a manera de ilustración, de la implementación de los puentes extradados como una opción eficaz para el país.

OBJETIVOS

- **Objetivo General**

- ✓ Conocer los diferentes sistemas constructivos existentes implementados actualmente a nivel mundial, referentes a puentes pretensados extradados. Enfocados principalmente al sistema de voladizos sucesivos.

- **Objetivos Específicos**

- ✓ Adquirir una formación académica complementaria haciendo parte de un semillero de investigación.
- ✓ Conocer de forma detallada, los diferentes aspectos que involucran el sistema constructivo de voladizos sucesivos.
- ✓ Evaluar otros posibles sistemas constructivos para puentes con pretensado extradado.
- ✓ Ilustrar los puentes pretensados extradados, como una opción alterna, para puentes de grandes luces en Colombia.

1. EL PUENTE CON PRETENSADO EXTRADOSADO

El concepto de puente con pretensado extradadosado (ver Figura 1.1), proviene del ingeniero francés Jacques Mathivat¹, quien en el año de 1988 propone este tipo de puente, para dar solución al concurso del viaducto L`Arret Darré.

Según Gustavo Chio y Ángel Aparicio un puente extradadosado:

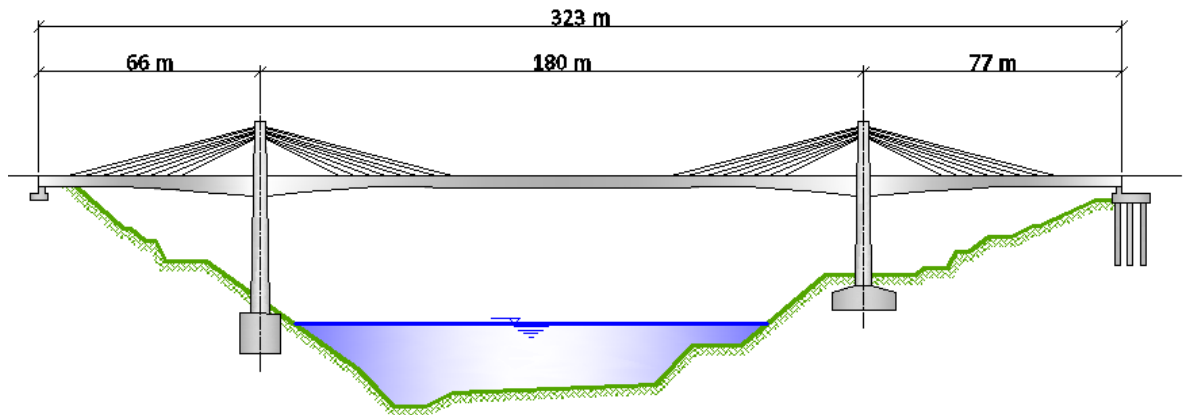
Se caracteriza por disponer el pretensado, sobre las secciones de apoyo en pila, exteriormente al canto de la sección y por la parte superior del tablero, intentando ganar excentricidad. Resulta, así, una especie de puente de tirantes con pila baja y canto holgado que busca, además de la compensación de cargas, que la variación de tensión en el acero de los tendones extradadosados, debida a la sobrecarga, sea lo suficientemente baja para que no se requiera los caros anclajes resistentes a fatiga empleados en los puentes de tirantes².

Con base a los puentes extradadosado construidos hasta ahora, se ha demostrado que esta nueva tipología estructural representa una solución viable desde el punto de vista práctico y económico a la hora de construir puentes con luces medias comprendidas entre los 100 y 200 metros.

¹ MATHIVAT, Jacques. Recent developments in prestressed concrete bridges. FPI notes, 1988, 2, p. 15-21.

² CHIO CHO, Gustavo y APARICIO BENGOCHEA, Ángel. El puente con pretensado extradadosado. Un nuevo tipo estructural. En: UIS Ingenierías. Vol. 1, No. 1 (Mayo, 2002); Pág. 67.

Figura 1.1 Vista longitudinal de un puente con pretensado extradosado
(Puente Tsukuhara, Japón)



1.1 DIFERENCIAS ENTRE PUENTE EXTRADOSADO Y OTROS SISTEMAS SIMILARES

La importancia de los puentes extradosados radica en su capacidad para asociar características de puentes atirantados (Cable-Stayed Bridges) con puentes convencionales de viga cajón (Box Girder Bridges). Considerándose como un híbrido entre éstos dos sistemas de puentes.

Según Akio Kasuga³, lo anterior puede justificarse si observamos las relaciones entre las cantidades de materiales usados en su construcción, lo cual se muestra en la Figura 1.2 y 1.3.

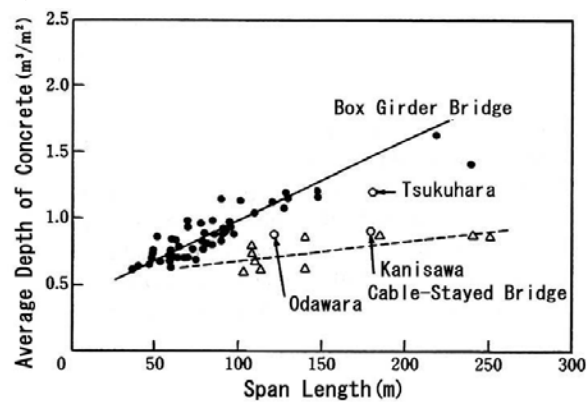
La Figura 1.2 muestra las relaciones entre la longitud máxima de la luz y el espesor promedio de la viga principal de concreto (volumen de

³ KASUGA, Akio. Construction of extradosed bridges in Japan. En: Seminar On Design & Construction PC Cable Stayed Bridges. (2002: Kuala Lumpur). p. 1-3. Disponible en: <<http://rakan1.jkr.gov.my/cjalan/editor/files/construction%20of%20extradosed.pdf>>

concreto/área de Puente) y la Figura 1.3 representa la relación entre la longitud de luz o vano equivalente y las cantidades de acero pretensado.

Estas gráficas fueron trazadas para los primeros tres puentes extradados construidos en Japón (Puente Odawara 1994, Puente Tsukuhara 1998 y Puente Kanisawa 1998).

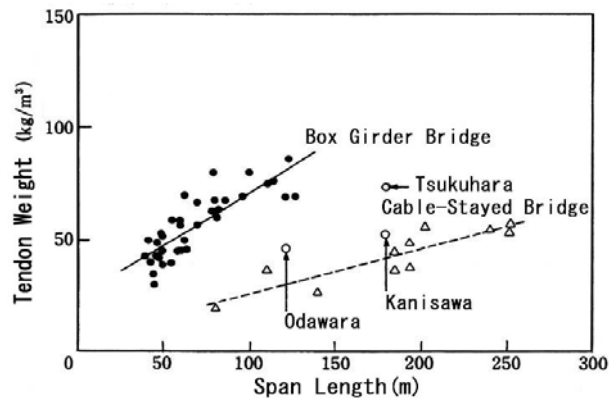
Figura 1.2. Longitud del vano Vs Espesor promedio de concreto



Fuente:

<http://rakan1.jkr.gov.my/cjalan/editor/files/construction%20of%20extradosed.pdf>

Figura 1.3. Longitud del vano Vs Peso del tendón.



Fuente:

<http://rakan1.jkr.gov.my/cjalan/editor/files/construction%20of%20extradosed.pdf>

De dichas gráficas se puede observar que la cantidad de todos los materiales en puentes extradosados se encuentran aproximadamente en un rango medio entre puentes de viga y puentes atirantados.

A diferencia de los puentes atirantados clásicos, idóneos para salvar grandes luces, en los puentes extradosados se disponen los tirantes con una menor inclinación y por tanto, los pilonos tienen menor altura en comparación con las dimensiones de los vanos del tablero. Además del aspecto exterior, existen otras diferencias de carácter estructural entre los puentes atirantados clásicos y los puentes extradosados. Una de las más notables es la relativa consideración de la seguridad frente a la fatiga del acero y su repercusión en el dimensionamiento de los tirantes en fase de proyecto.

En los puentes extradosados, el atirantamiento sirve para compensar en gran parte los esfuerzos de peso propio, mientras que las sobrecargas son resistidas por la flexión del dintel. La baja relación altura de pilono/luz del vano hace que la efectividad de los tirantes sea

reducida. Sin embargo, la escasa variación de tensión de los tirantes permite que éstos queden menos afectados por los fenómenos de fatiga y que, por tanto, se puedan aprovechar mejor, llegando a estados de tensión más altos que los permitidos para tirantes convencionales y teniendo una ventaja adicional consistente en utilizar anclajes más sencillos que los específicos para puentes atirantados⁴.

1.2 CONFIGURACIONES MORFOLÓGICAS Y GEOMÉTRICAS DE LOS PUENTES EXTRADOSADOS

Esta tipología estructural, puede presentar diferentes configuraciones reflejadas en variaciones tales como el tipo de tablero, disposición de los cables extradosados y geometría de las torres; adaptándose con ello a los diferentes requerimientos y necesidades de cada proyecto.

Su configuración geométrica, puede estar condicionada principalmente a características propias de la zona en la cual se construirá, como lo son la topografía y la geotecnia entre otras; así como también a disposiciones arquitectónicas de diseño y aspectos estéticos del mismo.

⁴ LLOMBART, José Antonio y FORT, Jordi Revoltós. Puente Sobre el Río Deba (Autopista Vitoria – Eibar). En: Revista de Obras Públicas. Nº 3.459, AÑO 152, Octubre 2005.

A continuación se muestran algunas de las configuraciones más empleadas en puentes extradadosados construidos en lo que respecta a disposiciones del cableado extradadosado, tipos de torres y tableros planteadas por Marcio Ishii⁵ en 2006.

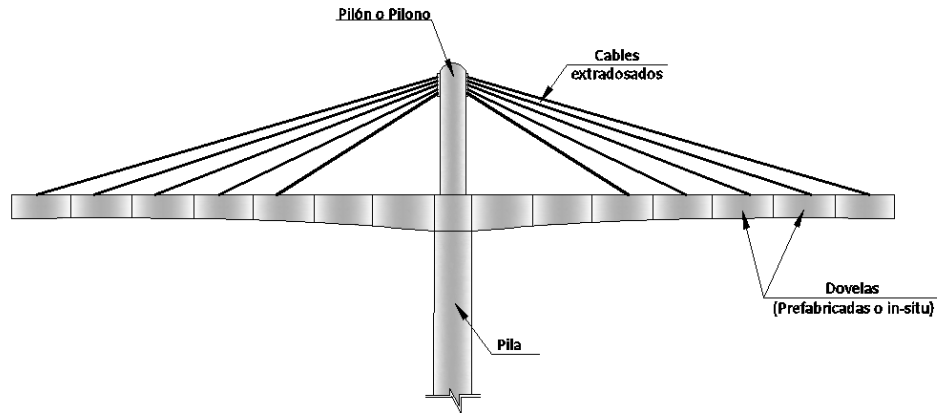
1.2.1 Configuraciones típicas de los cables extradadosados. Estas configuraciones se establecen según la disposición de los tirantes tanto en el plano longitudinal como transversal.

1.2.1.1 Configuración longitudinal de los cables extradadosados. Básicamente existen dos formas de disponer los cables entre el tablero y la torre: En forma de Abanico o en Harpa.

- **Tipo abanico.** Se caracteriza por que los cables están anclados a lo largo del tablero y fijos en la parte superior de la torre (ver Figura 1.4).

⁵ ISHII, Marcio. Sistemas estruturais de pontes extradorso: Arranjos básicos das pontes extradorso. São Paulo, 2006, 90 h. Tesis de maestría (Magíster en Ingeniería Civil). Escuela Politécnica de la Universidad de Sao Paulo. Departamento de Ingeniería de Estructuras y Geotecnia. Ingeniería de Estructuras. Disponible en biblioteca digital de tesis y disertaciones de la Universidad de Sao Paulo: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-08032007-170442/>>

Figura 1.4 Puente extradadosado tipo abanico.



Esta forma de disponer los tirantes extradadosados es la más empleada ya que la excentricidad de los cables se maximiza, aumentando su eficiencia.

Un ejemplo claro de este tipo de configuración es el puente de Odawara Blue Way en Japón terminado en 1994, mostrado en la Figura 1.5.

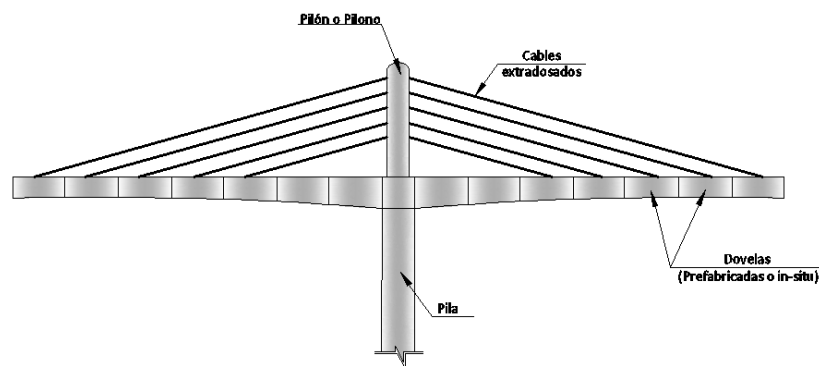
Figura 1.5 Puente Odawara Blue Way, Japón.



Fuente: http://www.jbsi.co.jp/gyoumu/jbsi061_3.html

- **Tipo harpa.** La característica principal de esta configuración es la disposición paralela de los tirantes entre si y fijados uniformemente en la altura de la torre, lo cual disminuye la eficiencia de los cables más bajos al reducir la excentricidad de los mismos a medida que descienden paralelamente (ver Figura 1.6).

Figura 1.6 Puente extradosado tipo harpa.



Un claro ejemplo lo muestra el puente Shikari Ohashi en Japón, (ver Figura 1.7).

Figura 1.7 Puente The North Arm. Vancouver, Canadá.



Fuente:

<http://www.istructe.org/structuralawards/2008/category04/projects.asp>

- **Configuraciones alternativas de los cables extradados.**

Debido a las condiciones propias de cada proyecto, se han presentado variaciones en la morfología de los puentes extradados típicos.

Uno de ellos es el Puente sobre el río Deba en España, (ver Figura 1.8); su restricción en altura del tablero a 1.05m bajo rasante debido a su proximidad con la conexión de la Autopista A-8 y los condicionantes de tipo medioambiental, motivados por las características paisajísticas del valle del río Deba, han determinado el diseño de una estructura especial dotada de unas formas de atractivo aspecto, que le confieren un carácter de singularidad.

La Figura 1.9 muestra la particularidad estructural del puente sobre el río Deba, al disponer de una configuración continua de los cables a lo largo de la superestructura. Esto debido en gran parte a las facilidades constructivas que representa el contar con luces pequeñas que en su tramo más extenso no alcanza los 100 metros (66 metros).

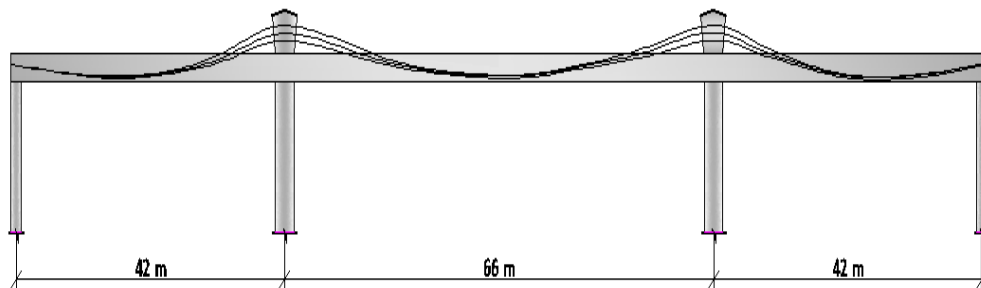
Con esta configuración del cableados extradados, se obtiene una mayor eficiencia en la zona de los apoyos, debido al incremento de la excentricidad de los cables.

Figura 1.8 Puente sobre el río Deba. España



Fuente: <http://www.eipsa.net/documentos/imagenes/386.jpg>

Figura 1.9 Disposición del cableado extradadosado a lo largo del puente sobre el río Deba, España.



1.2.1.2 Configuración transversal de los cables extradadosados.

Transversalmente en el tablero, los cables pueden disponerse en uno o múltiples planos de suspensión.

- **Sistema con suspensión central.** Se caracteriza por la presencia de uno o más planos de cables extradosados, distribuidos a lo largo del eje longitudinal del tablero.

Tanto arquitectónica como estéticamente, tiene un efecto visual muy llamativo, debido a que evita el cruce visual del sistema de cables y a la vez reduce el impacto en el entorno paisajístico con la disminución en el número de torres empleadas.

Estructuralmente, al diseñarse la sección del tablero, esta debe ser capaz de resistir los momentos torsores generados por la asimetría en la distribución de las cargas en el plano transversal, lo cual se traduce en alturas mayores para la sección del tablero.

Los puentes japoneses como el Kiso, el Ibi River y el Shikari (ver Figura 1.10), presentan esta configuración.

Figura 1.10 Puente Shikari. Japón



Fuente:

http://www.dywidagsistemas.com/fileadmin/resources/images/references/bridges/DSI_Shikari_Bridge_Hokkaido.jpg

- **Sistema con suspensión múltiple.** El sistema de suspensión se distribuye en dos o más planos anclados a las torres y a lo largo de los bordes del tablero en la mayoría de los casos, (ver Figuras 1.11 y 1.12).

Estructuralmente, esta configuración genera una mayor rigidez transversal, reduciendo los efectos dinámicos en la estructura producto de la acción del viento y de eventos sísmicos.

Adicionalmente y como producto de lo anterior, los esfuerzos por torsión se reducen, lo cual posibilita el empleo de secciones de tablero con menor altura.

Figura 1.11 Puente Yasiro. Japón (Dos planos de cables extradosados)



Fuente: http://www.jbsi.co.jp/gyoumu/jbsi061_3.html

Un sistema con suspensión lateral genera momento flectores máximos transversales en el centro del tablero y esfuerzos cortantes máximos en los extremos. En el caso de puentes con tableros muy

largos, los momentos flectores transversales pueden llegar a superar los momentos flectores longitudinales.

Figura 1.12 Puente Miyakodagawa, Japón (Tres planos de cables extradosados)



Fuente: http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_toda.jpg

1.2.2 Configuraciones de la torre. Una torre es un elemento estructural que genera la excentricidad de los cables extradosados. Su altura está dada en función de la luz a vencer y su configuración geométrica en gran parte depende de las condiciones propias de cada proyecto.

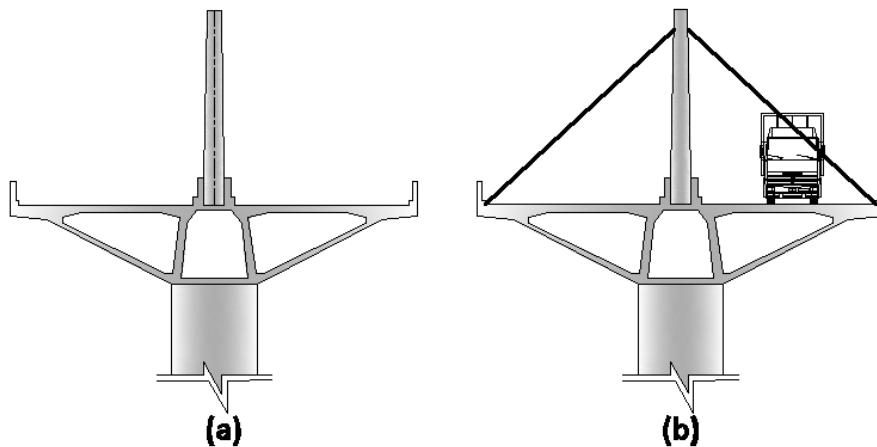
Las configuraciones más empleadas son torres con mástil único o con doble mástil.

1.2.2.1 Torres con mástil único. Esta configuración está ligada al empleo de un solo plano de cables extradosados.

La utilización de dos planos de cables inclinados transversalmente con torres de mástil único ligados a los bordes del tablero no es posible

debido a la baja altura de las torres la cual limita el gálibo necesario para el tránsito de vehículos, como se muestra en la Figura 1.13 (b).

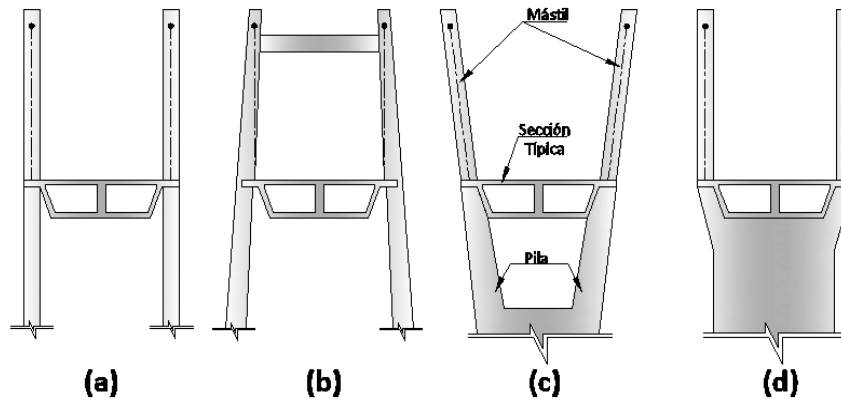
Figura 1.13 Puentes con mástil único. (a) Mástil único con cableado extradadosado paralelo al eje longitudinal del tablero. (b) Mástil único con cableado extradadosado perpendicular al eje longitudinal del tablero.



1.2.2.2 Torres con doble mástil. Son implementados para soportar tableros con cableado extradadosado lateral.

Las torres pueden ser construidas (a) con mástiles independientes (ver Figura 1.14a), (b) mástiles de contraviento (ver Figura 1.14b), (c) mástiles en "V" (ver Figura 1.14c) y (d) mástiles en "Y" (ver Figura 1.14d).

FIGURA 1.14 Configuraciones de torre. (a) Mástiles independientes. (b) Mástiles contraviento. (c) Mástiles en "V". (d) Mástiles en "Y".



Las Figuras 1.15, 1.16 y 1.17 muestran ejemplos de algunos puentes construidos con las configuraciones de torres mostradas en la Figura 1.14.

Figura 1.15 Puente Tsukuhara. Yamada-cho, Kobe (Mástiles en "V").



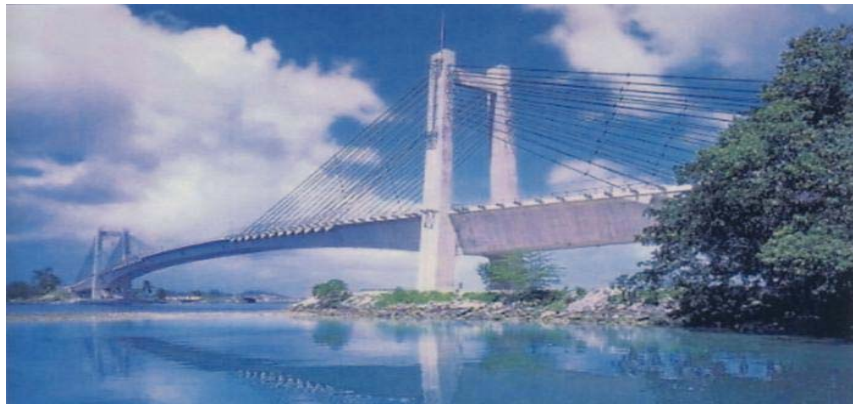
Fuente: http://www.kippo.or.jp/culture_e/gendai/evolving/bri.htm

Figura 1.16 Puente Himi. Japón. (Mástiles en "Y")



Fuente: *Structural Concrete, 2006 No 3. Extradosed bridges in Japan.*
A. Kasuga. Pág. 95

Figura 1.17 Puente Japan-Palau Friendship (Mástiles de contraviento)



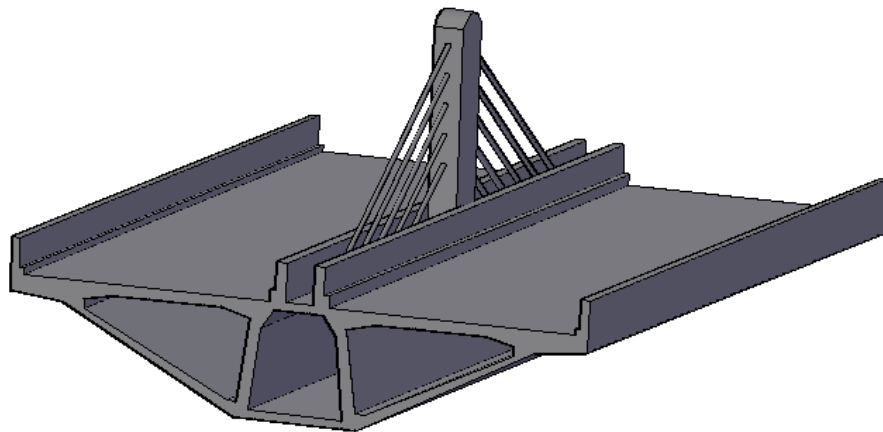
Fuente: <http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/sakuhin.htm>

1.2.3 Tipos de tablero. El tablero de un puente extradosado, puede clasificarse por su tipo de sección transversal o por los materiales empleados. En cuanto al tipo de sección, lo más usual y recomendado son los tableros de sección tipo cajón, debido a que ofrece una mayor

resistencia a la torsión, confiriéndole un mayor grado de estabilidad a la estructura. Mathivat propone una altura constante del tablero a lo largo del mismo, aunque en la práctica es muy común que la altura varíe entre apoyos, llegando a un valor mínimo en el centro de luz.

En la Figura 1.18 se muestra una vista isométrica de un puente extradadosado tipo con un solo mástil.

Figura 1.18 Vista isométrica. Sección transversal típica para un puente extradadosado.



En el caso de puentes con sistema central de suspensión, deberá tener una rigidez tal que garantice la estabilidad torsional de la estructura (Figura 1.18).

La sección de los puentes con suspensión lateral debe tener rigidez a la flexión tanto en el sentido longitudinal como transversal del puente.

A continuación se enfoca la clasificación de los tableros según el tipo de material empleado: Tableros de Concreto, Híbrido, y metálico.

1.2.3.1 Tablero de concreto. Este tipo de tablero es el más recomendado según J. Mathivat y a su vez también es el más común en los puentes extradados construidos actualmente. Esto debido en gran parte a que su principal ventaja es de tipo económico con respecto a los tableros de acero.

Debido a su baja resistencia a la tracción con respecto al acero, es necesario emplear secciones transversales más robustas, lo cual lleva a un incremento en el peso propio de la superestructura lo cual genera un mayor costo en la subestructura.

Estos tableros por lo general se construyen mediante el sistema de voladizos sucesivos ya sea hormigonados en situ o por medio de dovelas prefabricadas, contando con un sistema de pretensado interno adicional al extradado.

1.2.3.2 Tablero híbrido. Es aquel tablero compuesto por secciones tanto de concreto como de acero. Las secciones cercanas a los apoyos son de concreto y las centrales de acero.

Las secciones de concreto son construidas en la mayoría de los casos por el método de voladizos sucesivos mientras que la sección de acero suele ser un elemento prefabricado y transportado al sitio de la obra en una sola pieza, la cual es ensamblada con ayuda de grúas para conformar el tablero

Este tipo de tablero suele emplearse cuando se requiere salvar grandes luces, como es el caso del Puente Japan-Palau Friendship en Palau, el

cual posee en su luz principal una longitud de 247 metros, el cual se muestra en la Figura 1.17.

1.2.3.3 Tablero metálico. De todos los puentes extradadosos construidos actualmente, ninguno ha empleado tableros completamente metálicos.

El utilizar un tablero metálico, tiene ciertas ventajas, como un mejor control de los procesos constructivos, mejor calidad del material y tableros más esbeltos, lo cual disminuye en gran parte el peso propio, reduciendo los costos en la subestructura.

La desventaja más significativa radica en que al tener tableros más esbeltos, se hace necesaria una atención especial en el comportamiento dinámico y requerir mano de obra especializada, lo cual implicaría un sobre costo en el proyecto.

1.3 CRITERIOS BASICOS DE DISEÑO PARA UN PUENTE CON PRETENSADO EXTRADOSADO.

Con base a los resultados obtenidos de los estudios realizados sobre el comportamiento estructural de los puentes con pretensado extradadosado durante su construcción y en posterior servicio, Gustavo Chio y Ángel Aparacio plantean los siguientes criterios de diseño:

- ✓ Una disposición de los tirantes en forma de abanico, en dos planos paralelos, requiere que el primer tirante esté anclado entre 0.18 y 0.25 de la luz principal, medido

desde el eje de la torre. Los tirantes más próximos a la cima son ineficaces.

- ✓ A partir del primer tirante, la separación longitudinal típica entre tendones extradosados debe ser la de la longitud de la dovela empleada en construcción, con objeto de compensar una fracción del peso de cada dovela.
- ✓ En contra de Mathivat, que sugiere tableros de canto constante de esbeltez $L/35$, aconsejamos tableros con cartelas de inercia variable, con un canto en centro de luz de $L/45$ y una relación entre el canto en apoyo respecto al canto en centro de luz de 1,5.
- ✓ Los actuales tendones utilizados en el pretensado exterior pueden trabajar con una máxima oscilación de tensión de 8 kg/mm^2 , bajo una tensión de trabajo máximo de $0,6f_{pu}$, sin presentarse problemas de fatiga, siempre y cuando, los tendones estén suficientemente protegidos contra posibles fenómenos de fatiga por rozamiento o fatiga por corrosión.
- ✓ Una altura de la torre de aproximadamente 0,10 de la luz principal, es el valor recomendable para que no se produzcan oscilaciones de tensión en los tirantes mayores a 8 kg/mm^2 con la totalidad de la sobrecarga de puentes de carretera.

- ✓ Dado que no se pueden compensar la totalidad de las cargas permanentes, se requiere dar contraflecha durante la construcción que tengan en cuenta, no sólo la deformación instantánea durante el proceso constructivo sino, también, los incrementos de flechas por fluencia del hormigón.

- ✓ La no compensación total de las cargas permanentes origina una deformada diferente de cero bajo el estado permanente. Por tal razón, se requiere un estudio del efecto de la fluencia del hormigón⁶.

⁶ CHIO CHO, Gustavo y APARICIO BENGOCHEA, Ángel. El puente con pretensado extradadoso. Un nuevo tipo estructural. En: UIS Ingenierías. Vol. 1, No. 1 (Mayo, 2002); p. 71-72.

2. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS PARA PUENTES DE CONCRETO CON LUCES DE MEDIANAS Y LARGAS LONGITUDES

Cuando se piensa construir un puente, es indispensable conocer todas las características propias del mismo y del sitio en donde va a funcionar. Según el tipo de obstáculo a salvar se define el tipo de puente a proyectar. Una vez definido la tipología estructural del puente, se escoge el sistema constructivo más acorde a los requerimientos propios del proyecto.

Algunos factores importantes que inciden en la elección de un sistema constructivo pueden ser:

- Obstáculo a salvar.
- Disponibilidad económica.
- Magnitudes de la obra.
 - ✓ Volumen
 - ✓ Repetitividad
 - ✓ Geometría
- Ubicación de la obra.
 - ✓ Distancia a centros de producción o abastecimiento
 - ✓ Accesibilidad
- Equipos y tecnología disponible.
 - ✓ Medios de transporte y montaje

Por lo general, las expresiones “método constructivo” y “sistema constructivo” tienden a ser confundidas o dárseles el mismo significado.

El Método hace referencia al procedimiento en general que debe seguirse para llevar a cabo la construcción de cualquier estructura, es este caso particular, el puente. Ejemplos claros de lo anterior son: la construcción en sitio de las estructuras o por métodos prefabricados mediante voladizos sucesivos balanceados, la implementación del pretensado o postensado en los elementos principales de la superestructura.

El Sistema hace referencia a los elementos, técnicas y tecnologías aplicadas que en su conjunto constituyen un método constructivo. Un ejemplo sencillo es el sistema de vigas prefabricadas colocadas mediante una viga de lanzamiento.

En puentes de mediana a grandes luces, es necesario recurrir a una construcción segmentada del mismo (Segmental Concrete Bridge). Una clasificación general de los métodos constructivos más usados referentes a los puentes segmentados es la siguiente:

- ✓ Método de Voladizos Sucesivos Balanceados o Equilibrados (Balanced Cantilever Method).
- ✓ Método constructivo luz a luz. (Span-by-span method).
- ✓ Método de lanzamiento por incrementos o método por empujes. (Incremental launching or push-out method).
- ✓ Método Progresivo. (Progressive placement method).

Los anteriores métodos pueden implementarse tanto para construcciones hechas en sitio o prefabricadas.

En este capítulo se definen todos los métodos anteriormente mencionados, excepto el método de Voladizos Sucesivos Balanceados o Equilibrados (Balanced Cantiliver Method), el cual es tratado con mayor detalle en el tercer capítulo, siendo este el más empleado en construcción de puentes con pretensado extradadosado.

2.1 MÉTODO CONSTRUCTIVO LUZ A LUZ (SPAN-BY-SPAN METHOD).

Según Levintov⁷ el método consiste en el ensamble de todos los segmentos. Esto se consigue entonces alineando, uniendo juntas y longitudinalmente postensionar todos los segmentos para crear una luz completa.

2.1.1 Principales características. Algunas características básicas e importantes que tiene este método constructivo son las siguientes:

- Según Wai-Fah Chen y Lian Duan⁸, este método de construcción es una actividad principalmente realizada para viaductos que tienen numerosas luces, relativamente cortas, menores a 50 m.
- Este método es típicamente limitado a puentes con sección de viga cajón constante ya que constructivamente se hace difícil la colocación de secciones variables.

⁷ LEVINTOV, B. (1995). Construction Equipment for Concrete Box Girder Bridges. *Concrete International* 17(2), 43-47. Citado por: GUNNAR, Lucko. Means and Methods Analysis of a Cast-In-Place Balanced Cantilever Segmental Bridge: The Wilson Creek Bridge Case Study. Virginia, 1999, 299 h. Trabajo de Maestría (Maestro de ciencia en Ingeniería Civil). Virginia Polytechnic Institute. Disponible en Digital Library and Archives: <<http://scholar.lib.vt.edu/theses/available/etd-120199-224950>>.

⁸ CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. Bridge Engineering Handbook. Segmental Concrete Bridge. Boca Ratón: Editorial CRC Press, 2000. Cap. 11.3.3 Span-by-Span Construction.

- La superestructura puede fundirse en sitio o llevarse a cabo mediante elementos prefabricados.

2.1.2 Fundida en sitio. Inicialmente, cuando no existían las empresas que realizan los elementos prefabricados, la superestructura (principalmente conformada por vigas de la misma longitud), eran fundidas en sitio, sobre formaletas puestas en la construcción, dejándose las respectivas juntas en la parte donde se presenta el punto de inflexión en el pretensado interno.

La forma de soportar las formaletas puede hacerse mediante un sistema de grúa pórtico o “gantry system” que se está moviéndose constantemente a lo largo del puente; una viga metálica apoyada pila a pila; o mediante sistema de falsos apoyos. El sistema grúa pórtico que soporta las formaletas puede estar ubicado encima del tablero o debajo del tablero. Si esta encima del tablero, las formaletas son suspendidas en barras de acero de alta sollicitación.

En la Figura 2.1 se muestra un tramo de viga puesta con grúa, ya que la luz era relativamente pequeña.

Figura 2.1 Viga de tramo luz a luz puesta con grúa.



Fuente: <http://www.cse.polyu.edu.hk/~ctbridge/beam/beam06.htm>

2.1.3 Mediante elementos prefabricados. Con la aparición de las vigas segmentadas (puentes segmentados o segmental bridges) y por ende los elementos prefabricados, los segmentos son colocados uno a uno por medio de una viga de acero apoyada pila a pila y después postensionando todo el tramo de luz (Figura 2.2). Aunque ambas formas (elementos hechos en sitio y elementos prefabricados) son utilizados actualmente, la segunda ha tomado mucha fuerza por sus ventajas constructivas como por ejemplo el tiempo de ejecución.

Figura 2.2 Viga de acero apoyada sobre las pilas donde se sujetan los elementos prefabricados.



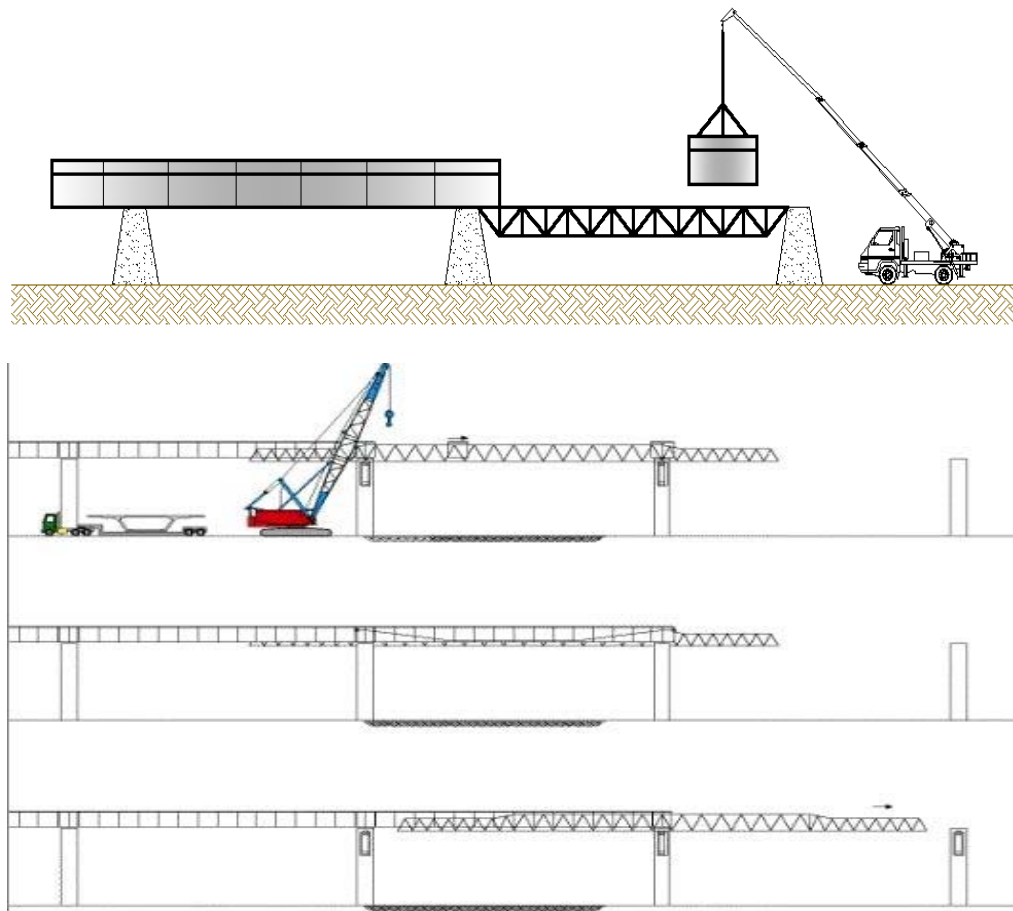
Fuente: <http://www.4bridges.eu/prodotti.asp?cat=1>

2.1.4 Sistemas más usados. Los sistemas más usados para la construcción de un puente con este método son:

2.1.4.1 Sistema de viga metálica apoyada pila a pila. Este sistema se usa principalmente en viaductos que cruzan carreteras de ciudades. Es aplicable tanto para la fundición en sitio como para elementos prefabricados. En ocasiones no es necesario la viga metálica, ya que las luces son muy pequeñas y solo se requiere de

una grúa que sea capaz de apoyar el elemento en las pilas. En la Figura 2.3 se representa un ejemplo de este sistema.

Figura 2.3 Esquema del método de luz a luz mediante elementos prefabricados montados por medio de grúa.

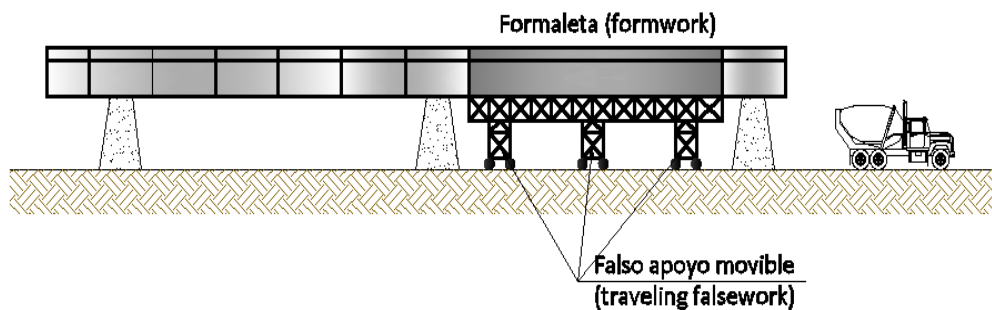


Fuente: <http://www.fhwa.dot.gov/bridge/pt/pt01.cfm>

2.1.4.2 Sistema de falsos apoyos (Andamiaje). Este sistema tiene la posibilidad de usar apoyos estacionarios o apoyos móviles. Es muy usado en viaductos que cruzan carreteras de ciudades. Aplicables para fundición en sitio o mediante elementos prefabricados, teniendo

en cuenta que este sistema debe estar diseñado para soportar la cargas puestas en obra. En la Figura 2.4 se representa un ejemplo de este sistema.

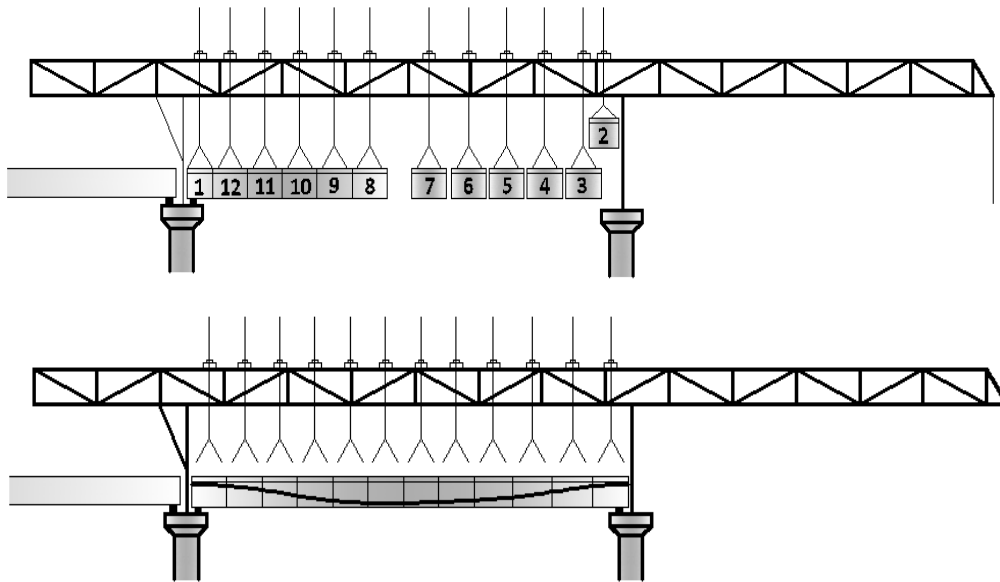
Figura 2.4 Esquema de método del método de luz a luz mediante formaletas (Formwork) soportadas sobre un falso apoyo móvil (Traveling Falsework).



2.1.4.3 Sistema de grúa-pórtico lanzable o “Gantry system”.

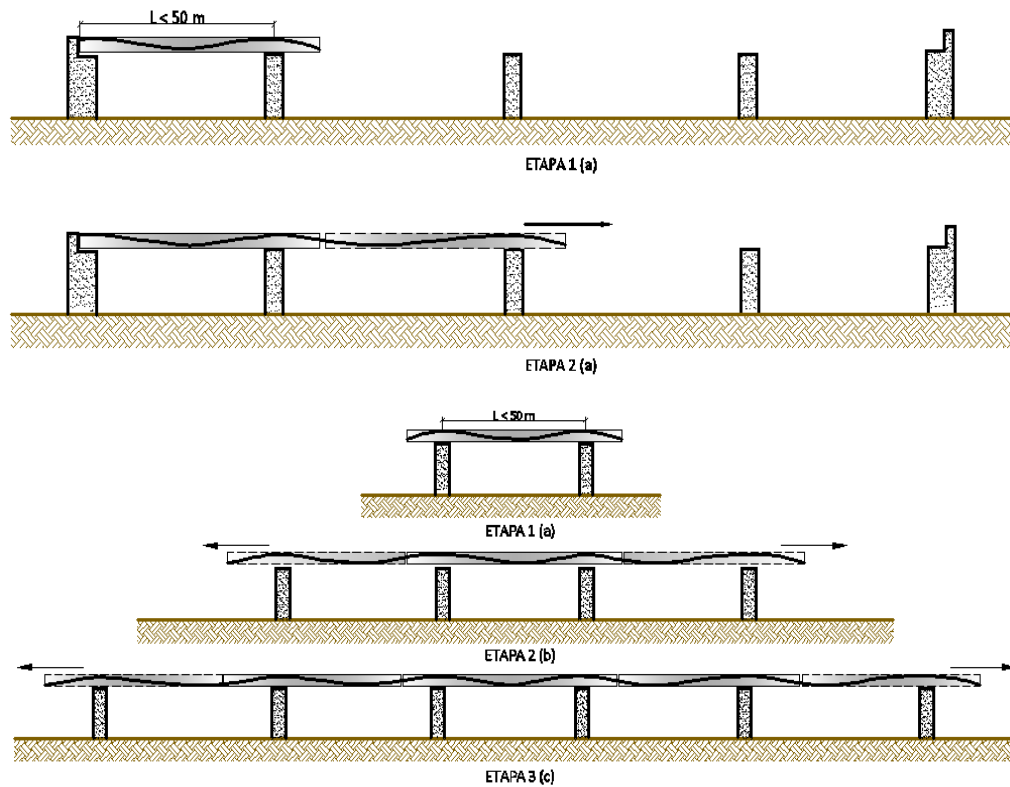
Cuando se opta por usar un sistema de grúa pórtico, este puede ser soportado por las pilas o por la parte en voladizo de la sección anteriormente fundida. Este sistema es muy usado en grandes proyectos por su versatilidad al momento de moverse a lo largo del puente. En la Figura 2.5 se muestra este sistema.

Figura 2.5. Sistema de grúa-pórtico lanzable. Esquemmatización del método de luz a luz.



2.1.5 Secuencia de construcción. Un diagrama de representación del método es mostrado en la Figura 2.6. En la primera etapa es colocada la primera luz hasta donde haya un punto de inflexión en el pretensado. Los soportes de las formaletas son movidas hacia adelante por la parte superior de la cubierta hasta encontrar el punto más cercano de inflexión de la próxima luz. Este ciclo es repetido hasta llegar a la sección final del extremo del puente (desde el punto de inflexión hasta el estribo soporte). Esta es la construcción de la superestructura en una dirección, pero se puede optar por construir las luces empezando en el centro del puente.

Figura 2.6 Etapas de construcción de un puente por el método luz a luz.



2.1.6 Aplicabilidad a los puentes extradosados. Las características propias de este método no son apropiadas para los puentes con pretensado extradosado, por algunas razones:

- ✓ Este método constructivo es para puentes menores de 50 m, lo que haría que el puente extradosado tuviera altura de tableros y torres demasiado pequeñas. Además, el método de luz a luz es propio para puentes de luces cortas, lo que lo hace ineficiente para un puente extradosado (de mediana a grandes luces).

- ✓ Puentes de mayores luces construidos con este método tendrían dificultad en la maniobrabilidad y las deflexiones serían un problema a solucionar.

- ✓ Este método sería antieconómico ya que los equipos que se necesitarían tendrían enormes dimensiones convirtiéndolo anti funcional para la obra.

2.2 MÉTODO DE LANZAMIENTO POR INCREMENTOS O MÉTODO POR EMPUJES. (INCREMENTAL LAUNCHING OR PUSH-OUT METHOD)

El método de lanzamiento por incrementos fue desarrollado por los ingenieros de Alemania Fritz Leonhardt y Willi Baur⁹ para el puente del Río Caroní en Venezuela en el año de 1961, que posteriormente fue construido en los años 1962 a 1964 (ver Figura 2.7).

⁹ GUNNAR, Lucko. Means and Methods Analysis of a Cast-In-Place Balanced Cantilever Segmental Bridge: The Wilson Creek Bridge Case Study. Virginia, 1999, 299 h. Trabajo de Maestría (Maestro de ciencia en Ingeniería Civil). Virginia Polytechnic Institute. Disponible en Digital Library and Archives: < <http://scholar.lib.vt.edu/theses/available/etd-120199-224950>>.

Figura 2.7. Puente del río Caroní en Venezuela (1962-1964)



Fuente:

http://caminos.udc.es/info/asignaturas/622/contenido_publico/recursos/P2_02_puentes_lanzados.pdf. Pág. 48.

Este método es el más mecanizado de los métodos de construcción. Consiste en la fabricación de la superestructura en secciones o segmentos en un área de prefabricación en uno de los extremos del puente. Cada nueva unidad es hormigonada directamente a la anterior y después de que la estructura resultante sea lo suficientemente rígida, se desplaza una longitud de unidad¹⁰. Dado que el desplazamiento en voladizo genera enormes momentos flectores, el acero (provisto de un diseño adecuado) se coloca en la unidad de concreto y el conjunto es empujado hasta lograr apoyarse en las pilas centrales.

¹⁰ VSL INTERNATIONAL LTD. The Incremental Lauching Method in Prestressed Concrete Bridge Construction. Features of the Incremental Lauching Method. En: VSL INTERNATIONAL. (abril 1977). Disponible en: <http://www.vsl.net/Portals/0/vsl_tecnreports/PT_Incremental_Lauching_Method.pdf>

2.2.1 Principales características y ventajas del método por incrementos. A continuación se presentan algunas de las principales características del método constructivo por incrementos.

- ✓ La construcción se lleva a cabo completamente sin la necesidad del empleo de falsos apoyos (falseworks), de modo tal, que obstáculos como carreteras, ferrocarriles, edificaciones, ríos, áreas de conservación entre otros no constituyen mayores inconvenientes al realizarse el avance del mismo de forma aérea.
- ✓ La zona de fabricación de los elementos de la superestructura, se sitúa detrás de un apoyo ocupando un área considerable, lo cual propicia un mayor grado de precisión en el proceso de construcción. El beneficio de tener la planta concentrada en una zona específica, se refleja en inversiones relativamente bajas al tener distancia cortas de acarreo, disminuyendo con estos los gastos de transporte.
- ✓ Según Wai-Fah Chen y Lian Duan: “la superestructura está conformada por segmentos cuya longitud por lo general oscila entre los 15m y 40m”¹¹. Cada uno de ellos es completado aproximadamente en una semana. No existen articulaciones, ya que cada segmento es fundido contra el segmento inmediatamente anterior.

¹¹ CHEN, Wai-Fah y DUAN, Bridge Engineering Handbook. Lian. Segmental Concrete Bridge. Boca Ratón: Editorial CRC Press, 2000. Cap. 11.4.5 Casting Bed and Launching Methods.

- ✓ Durante la etapa de construcción la superestructura es pretensada centralmente para limitar los esfuerzos de tensión producidos por los momentos flectores. Aún así, pequeños esfuerzos deben ser permitidos (pretensado parcial o limitado), aún cuando éstos no son permitidos en la estructura finalizada, mejoran las condiciones económicas del método sin dejar de lado la seguridad de la estructura¹².
- ✓ Una nariz de peso ligero, es instalada al extremo del voladizo de la superestructura con el fin de reducir el momento del voladizo durante el proceso de lanzado.
- ✓ Para el lanzamiento, se ubica en el apoyo un dispositivo de gatos hidráulicos.
- ✓ Los soportes del puente son equipados con un sistema especial de rodamientos deslizantes.
- ✓ Pueden requerirse apoyos auxiliares entre las pilas para puentes de grandes luces si la relación luz/canto es alta.

2.2.2 Requerimientos especiales. Existen dos particularidades asociadas a este método, las cuales deben ser consideradas por cualquier diseñador al momento de elegir como solución constructiva

¹² VSL INTERNATIONAL LTD. The Incremental Lauching Method in Prestressed Concrete Bridge Construction. Features of the Incremental Lauching Method. En: VSL INTERNATIONAL. (abril 1977). Disponible en: <http://www.vsl.net/Portals/0/vsl_tecnreports/PT_Incremental_Lauching_Method.pdf>

este método. La primera de ellas es que el alineamiento del puente debe ser recto o en el caso de presentar curvatura, ésta debe ser de radio constante. La segunda consiste en que durante el lanzamiento, cada sección de la viga, es sometida tanto al máximo como al mínimo momento de la luz; y la porción delantera del voladizo sufre un ligero incremento de momentos. Esta segunda particularidad, lleva al uso de secciones un poco más altas por el orden de 1/15 de la luz¹³.

Las vigas deben ser de altura constante, ya que en algún momento cada sección será soportada por los apoyos temporales, los cuales siempre se encuentran a la misma altura con respecto al plano de avance.

El método de lanzamiento por incrementos, es generalmente empleado para grandes viaductos con muchas luces de igual longitud. Es aplicado normalmente para luces de hasta 100m¹⁴, ya que el requerimiento de una altura constante de las vigas hace que para luces más grandes este método sea antieconómico. Una sola luz grande en el centro de un proyecto puede construirse realizando un lanzamiento desde ambos apoyos y terminando en el centro de la luz con dos voladizos convergentes.

¹³ CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. Bridge Engineering Handbook. Segmental Concrete Bridge. Boca Raton: Editorial CRC Press, 2000. Cap. 11.4.2 Special Requirements.

¹⁴ Ibid., Cap. 11.4.2 Special Requirements.

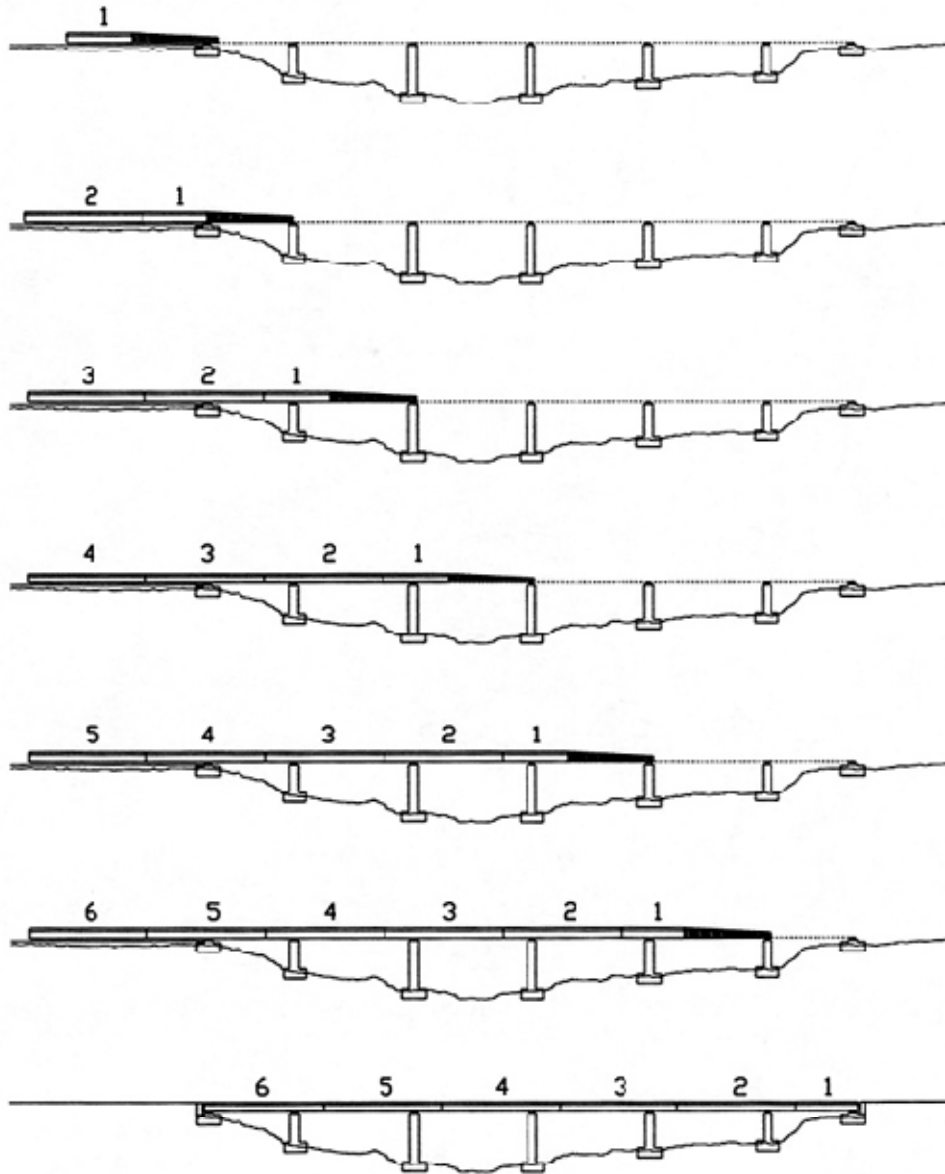
2.2.3 Variedades constructivas del lanzamiento por incrementos.

Existen principalmente tres variedades de este tipo de lanzamiento:

- ✓ Lanzamiento por segmentos.
- ✓ Lanzamiento completo.
- ✓ Giro del puente completo.

2.2.3.1 Lanzamiento por segmentos de puente. El puente es prefabricado por segmentos y cuando se alcanza la resistencia del concreto es lanzado el puente una distancia igual al segmento recién construido. En la Figura 2.8 se muestra las fases de este método.

Figura 2.8 Secuencia esquemática del lanzamiento por segmentos.



Fuente:

http://caminos.udc.es/info/asignaturas/622/contenido_publico/recursos/P2_02_puentes_lanzados.pdf. Pág. 9.

Para poder aplicar este tipo de proceso constructivo, se requieren de los siguientes elementos:

- **Planta de fabricación del tablero.** Consta principalmente de un taller de armado, encofrado y una planta de fundido. Suele estar protegido contra la intemperie. En la Figura 2.9 se puede observar esta parte.

Figura 2.9 Planta de fabricación del tablero.



Fuente:

http://caminos.udc.es/info/asignaturas/622/contenido_publico/recursos/P2_02_puentes_lanzados.pdf. Pág. 13.

- **Pico de lanzamiento (nariz).** Su misión es disminuir los momentos de los voladizos que se generan en el proceso de lanzamiento. Es una estructura metálica conectada a la sección transversal del puente. La nariz usualmente se compone de dos vigas. Su longitud está entre un 60 a un 65 % de la luz del puente en construcción¹⁵. Las narices de concreto pretensado han sido usadas, pero ellas son algo pesadas; sin embargo

¹⁵ APUNTES DE CLASE de Santiago Hernández Ibáñez y Aitor Baldomir García, Profesores del curso de "Puentes II" de la Universidad de La Coruña. Ciudad de la Coruña, España.

suelen ser económicas en ciertas circunstancias como por ejemplo cuando el acero es difícil de transportar. En la Figura 2.10 se muestra esta parte.

Figura 2.10 Nariz del puente utilizando el método de lanzamiento.



Fuente:

http://caminos.udc.es/info/asignaturas/622/contenido_publico/recursos/P2_02_puentes_lanzados.pdf. Pág. 11

- **Pilas auxiliares.** Resulta necesario para luces mayores a 40 ó 50 m, o 15 veces la altura de la viga¹⁶. Se colocan para disminuir los momentos que se generan en la construcción. En la Figura 2.11 se muestra esta parte.

¹⁶ APUNTES DE CLASE de Santiago Hernández Ibáñez y Aitor Baldomir García, Profesores del curso de "Puentes II" de la Universidad de La Coruña. Ciudad de la Coruña, España.

Figura 2.11 Pila auxiliar.



Fuente:

http://caminos.udc.es/info/asignaturas/622/contenido_publico/recursos/P2_02_puentes_lanzados.pdf. Pág. 11

- **Apoyos deslizantes.** Se utilizan, dado que, el neopreno tiene un bajo coeficiente de fricción, el cual facilita el proceso de deslizar los grandes segmentos del puente. En la Figura 2.12 se puede apreciar una foto de un apoyo. Estos constan de bloques de hormigón cubiertos con acero inoxidable y teflón reforzado con almohadillas elastoméricas.

Figura 2.12 Apoyo deslizante.



Fuente:

http://caminos.udc.es/info/asignaturas/622/contenido_publico/recursos/P2_02_puentes_lanzados.pdf. Pág. 12

- **Dispositivos de lanzamiento.** Son grandes maquinas (gatos hidráulicos) que proporcionan la fuerza de arrastre o empuje para mover el puente en cada fase de lanzamiento. Esta combinación de gatos hace que actúen fuerzas verticales, horizontales y en los apoyos deslizantes. En la Figura 2.13 se aprecia un ejemplo de este dispositivo.

Figura 2.13 Dispositivo de lanzamiento mediante gatos hidráulicos.



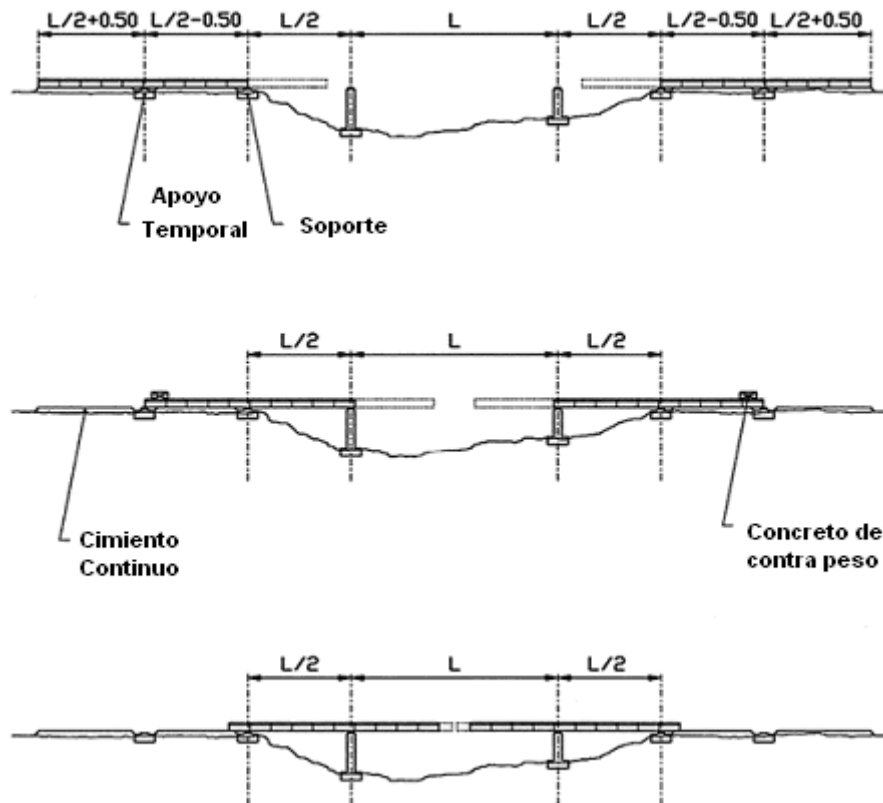
Fuente:

http://caminos.udc.es/info/asignaturas/622/contenido_publico/recursos/P2_02_puentes_lanzados.pdf. Pág. 12

2.2.3.2 Lanzamiento completo. El puente es fabricado totalmente en uno o, más habitualmente, en los dos extremos del mismo. Cuando se hace en los dos extremos se encuentran en la mitad del puente.

- **Fases del proceso.** En la Figura 2.14 se muestra las fases de construcción de este tipo de alternativa.

Figura 2.14 Fases de construcción por lanzamiento completo.

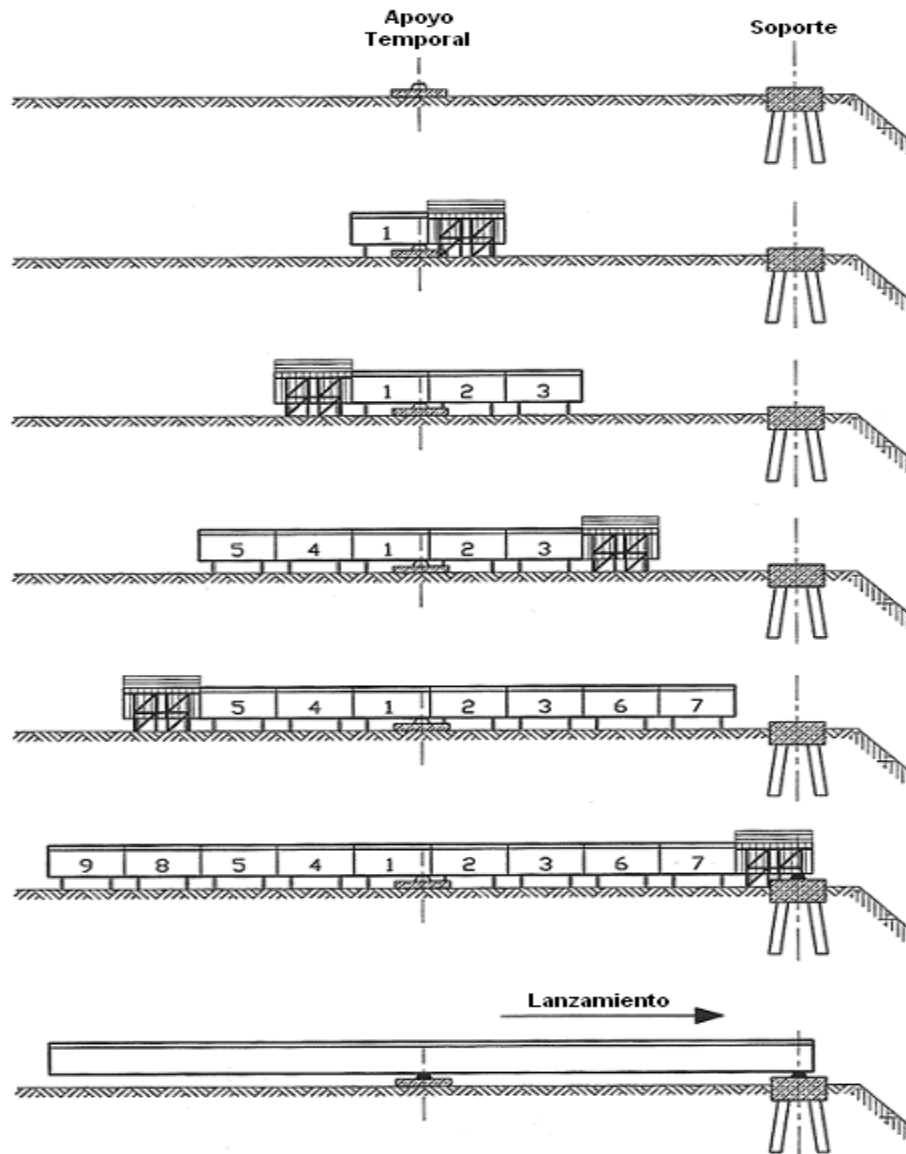


Fuente:

http://caminos.udc.es/info/asignaturas/622/contenido_publico/recursos/P2_02_puentes_lanzados.pdf. Pág. 4

- **Detalles de la fabricación.** Sobre un apoyo temporal (temporary bearing) se fabrica el primer y el segundo segmento de puente. Luego se construyen otros nuevos segmentos a ambos lados de los dos primeros hasta completar un gran segmento de puente (con una longitud que puede oscilar entre 15 y 40 m), y luego ser lanzado mediante el uso de los gatos hidráulicos. En la Figura 2.15 se muestra un esquema de este proceso.

Figura 2.15 Detalles de la fabricación usando el lanzamiento completo.

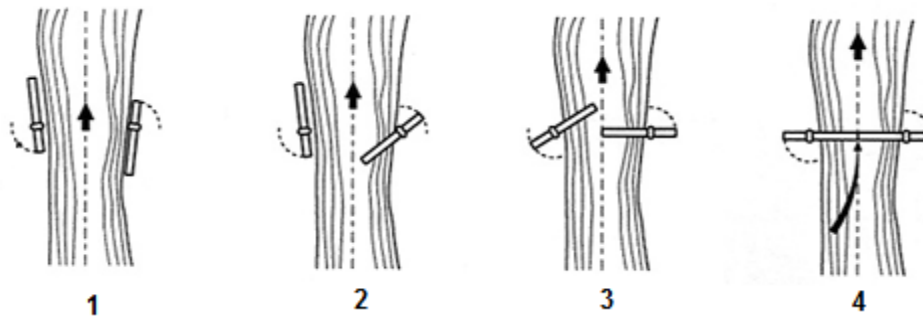


Fuente:

http://caminos.udc.es/info/asignaturas/622/contenido_publico/recursos/P2_02_puentes_lanzados.pdf. Pág.5

2.2.3.3 Giro del puente completo. Una vez fabricado todo el puente o las dos mitades en los extremos del puente, los conjuntos son girados hasta la posición final. En la Figura 2.16 se muestra este proceso.

Figura 2.16 Fases para la colocación del puente mediante giros.



Fuente:

http://caminos.udc.es/info/asignaturas/622/contenido_publico/recursos/P2_02_puentes_lanzados.pdf. Pág.6

Una descripción de las fases de este puente empieza con la construcción de los dos segmentos a ambos lados del obstáculo a superar. En el segundo gráfico se rota el primer segmento en dirección al obstáculo. En el tercer gráfico se empieza la rotación del segundo segmento en dirección al primer segmento. En el cuarto gráfico, ya una vez alineados los dos segmentos, se construye la luz sobrante para unir estos dos segmentos.

2.2.4 Aplicabilidad a los puentes extradados. Las características propias de este método no son apropiadas para los puentes con pretensado extradado, por algunas razones:

- ✓ Pretender empujar el tablero de un puente extradosado es ilógico, dado que la presencia de torres imposibilita el empuje del mismo, principalmente cuando se tienen torres con mástil único.
- ✓ Dado que, el puente es empujado desde los extremos del obstáculo a superar, las torres y los cables no tendrían ninguna funcionalidad constructiva. Este método se recomienda para luces menores a 100 m, por lo tanto concebirlo para un puente de luces medias a grandes, como el caso de un extradosado, es antifuncional desde todo punto de vista.
- ✓ Si se llegase a considerar como una alternativa constructiva, este método al requerir luces de altura o canto constantes, haría que el puente extradosado fuera muy pesado y poco económico.

2.3 MÉTODO PROGRESIVO POR VOLADIZO. (PROGRESSIVE PLACEMENT METHOD).

El método progresivo de voladizos, puede decirse que es un derivado de las construcciones por voladizos sucesivos (cantilever construction) y comparado con los voladizos sucesivos balanceados (balanced cantilever), es un método unidireccional. Cuando el tablero alcanza una pila, se colocan los aparatos de apoyo definitivos y se continúa la construcción en el vano siguiente. Este método puede ser usado tanto para fundiciones en sitio como para la utilización de prefabricados.

Debido a los altos momentos a los que se ve sometido la pila cada vez que aumenta el voladizo, entonces se recurre a poner equipos de

apoyo, ya sea soportes temporales o torres movibles con sistema de cables para sostener (ver Figura 2.17). Usando las torres con el sistema de cables, cada vez que crece el voladizo de la superestructura, este mecanismo de soporte ha de avanzar.

Figura 2.17 Viaducto de Fréburge, Francia. Construcción usando torre movable con sistema de cables

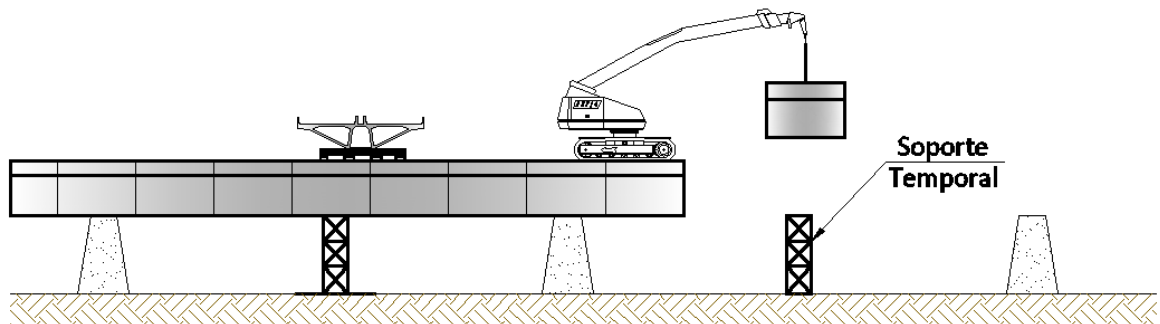


Fuente: CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. *Bridge Engineering Handbook*. Cap. 11.3

Para elementos prefabricados, usando algún tipo de equipo de levantamiento, por ejemplo una grúa, los segmentos son colocados en su posición y soportados temporalmente ya sea por el postensionamiento del segmento anterior o por los cables de una torre movable.

En la Figura 2.18 se muestra el esquema general de este método constructivo.

Figura 2.18 Método progresivo por voladizos usando soportes temporales.



2.3.1 Principales características, ventajas y desventajas. A continuación se presentan algunas de las principales características del método progresivo en voladizo:

- ✓ De acuerdo a Mathivat¹⁷ este método es competitivo para luces entre 30 a 50 m de longitud.
- ✓ Casi todas las operaciones se llevan a cabo en el tablero ya construido, siendo independiente de las condiciones del suelo. Particularmente es una ventaja muy interesante en el caso de viaductos urbanos.

¹⁷ MATHIVAT, J. Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos. Construcción por avance. Editores Técnicos Asociados S.A. 1 ed. española, Barcelona, 1980. Pág. 390.

- ✓ Las reacciones sobre las pilas son verticales. Esta es una característica de diseño que se da por un simple flujo de fuerzas entre la superestructura y las pilas. No existen fuerzas horizontales que actúen sobre las pilas.
- ✓ El método es fácilmente acomodado a la variabilidad de curvas del puente.

Algunas desventajas y que deben ser tenidas en cuenta para este método son las siguientes:

- ✓ La primera luz debe ser construida por medio de falsos apoyos.
- ✓ Como el progreso se da solo en una dirección, esto hace que la construcción sea lenta.
- ✓ Las fuerzas en la superestructura durante la construcción son diferentes a las solicitaciones de la estructura completa. Cada segmento de puente sufre en algún momento de la construcción de los máximos y mínimos momentos, por lo cual, en ambos casos se debe incorporar en la estructura tendones temporales de pretensado para resistir estas flexiones.
- ✓ Las pilas están temporalmente sujetas a grandes reacciones de carga muerta debidas a la longitud del voladizo construido. Sin embargo, considerando las otras cargas en la estructura final, este caso no controla el diseño del puente.

2.3.2 Un ejemplo de esta tipología de puente. Un ejemplo de un puente que se construyó con este método constructivo fue el viaducto de Linn Cove (1984) en los Estados Unidos (ver las figuras 2.19 y 2.20). Esta localizado en un área ecológicamente abundante del Norte de Carolina. La gran pendiente de la falda de la montaña y el gran radio horizontal que se proponía en el diseño, proveían una serie de inconvenientes, lo cual hacía que su construcción fuera un reto para cualquier constructor.

Figura 2.19 Construcción del Linn Viaducto Cove.



Figura 2.20 Viaducto de Linn de Linn Cove ya terminado.



Fuente: figura 2.16 <http://www.tfhr.gov/pubrds/06nov/01.htm>

Fuente: figura 2.17 <http://www.pbase.com/edgefoto/image/61191155>

Dado su dificultad para su realización, las pilas (construidas con elementos prefabricados) fueron colocadas desde el nivel de la cubierta, usando un tipo de viga extendida en voladizo y, una vez puestas en el sitio, postensionadas verticalmente.

Las torres móviles con sistema de cables no pudieron usarse debido a las marcadas curvas horizontales que el puente presentaba. En cambio

se usaron los soportes temporales de acero entre pila y pila. Solo el pilotaje de los cimientos de las pilas necesito hacerse directamente en el suelo.

2.3.3 Aplicabilidad a los puentes extradados. Las características propias de este método no son apropiadas para los puentes con pretensado extradados, por algunas razones:

- ✓ Este método esta diseñado para puentes de luces muy cortas, ya que el voladizo unidireccional genera grandes deflexiones, por lo cual hace inútil la construcción para los puentes extradados, dado que las torres traerían complicaciones constructivas y de diseño.
- ✓ Este método es antieconómico para luces mayores a 50 m. En el caso de los puentes extradados, concebidos tradicionalmente para grandes luces, se requerirían soportes temporales de gran resistencia y la maniobrabilidad de construcción seria tortuosa.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO POR MEDIO DE VOLADIZOS SUCESIVOS BALANCEADOS (BALANCED CANTILEVER)

Cuando hablamos de construcción por medio de voladizos equilibrados, nos referimos a la construcción segmentalizada de la superestructura de un puente. La construcción se inicia desde las pilas, disponiendo secciones en voladizos (dovelas, bloques u otros), las cuales pueden ser tanto hormigonadas en sitio como prefabricadas a lado y lado de la misma, de modo tal, que la sección inmediatamente anterior sirva de plataforma para la siguiente, para lo cual se incorporan cables de postensado a la obra definitiva.

Este método fue empleado en sus inicios en estructuras de madera en Asia. En lo que respecta a concreto su primera aplicación más conocida, se remonta al año de 1930, cuando Emilio Baumgart construyó el puente sobre el río Peixe o puente de Herval en Brasil, (ver Figura 3.1), hecho en concreto reforzado con una luz principal en voladizo de 68m, el cual colapsó en 1983 debido a una inundación¹⁸.

¹⁸ MIRANDA DOS SANTOS, Daniel. Comportamento Estrutural de Pontes com Protensão no Extradorso. São Paulo, 2006, 132 h. Tesis de maestría (Magíster en Ingeniería Civil). Escuela Politécnica de la Universidad de Sao Paulo. Departamento de Ingeniería de Estructuras y Fundaciones. Ingeniería de Estructuras. Disponible en biblioteca digital de tesis y disertaciones de la Universidad de Sao Paulo: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-08032007-170442/>>

Figura 3.1 Puente sobre el río Peixe. Brasil



Fuente: <http://www.cimentoitambe.com.br/massa-cinzenta/uma-historia-de-um-seculo/>

Este método en gran parte no prosperó en sus inicios hasta que las técnicas de postensionado no fueron desarrolladas en las décadas siguientes.

3.1 RESÚMEN HISTÓRICO DE CONSTRUCCIONES REALIZADAS MEDIANTE VOLADIZOS

A continuación se presenta un resumen histórico de los constructores que aplicaron voladizos en sus obras hasta la década de 1960, cuando el empleo de elementos prefabricados fue introducido para este método por el ingeniero francés Jean M. Muller.

P.E Mondorf¹⁹ menciona el desarrollo de los puentes en voladizos a partir de mediados del siglo XX.

a) Antes de 1950.

- Freyssinet en 1928, Puente Plougastel en Francia con una longitud total de 888m y tres luces principales de 188m.
- Baumgart en 1929, Puente sobre el Río Peixe o Puente Herval en Brasil, con una luz principal de 68.5m.

Hawranek, Fischer, Lazarevic entre 1938 y 1939, indican la posibilidad de utilizar cables de postensado para construir por voladizos sucesivos.

- Freyssinet entre 1947 y 1950, Puentes sobre la Marne o Esbly Bridge en Francia con una luz de 74m.

b) En los años 50.

A partir de 1950 Finsterwalder utiliza barras de postensado para construir una serie de puentes grandes por voladizos sucesivos en Alemania:

- Puente Balduinstein, con una luz de 62m.

¹⁹ MONDORF. Puentes en Hormigón 2007. Cap. 8. Pág. 2. Universidad de Chile. Seminario: Diseño y Construcción de Puentes Disponible en: https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2007/2/CI62Q/1/material_alumnos/

- Puente Nibelungenbrücke, con unas luces de 101m, 114.20m y 101m.
- Puente Rheinbrücke Bendorf, con una luz principal de 208m.

El método se generaliza a partir del final de los años 1950; en muchas de estas obras se utiliza cables de post-tensado constituidos por torones. Algunos ejemplos:

- Pont de Beaucaire en Francia, entre 1957 y 1958, con dos luces de 83.7m y tres luces de 86.2m. Reemplazado en 1990.
- Puente Mainbrücke Bettingen en Alemania, entre 1958 y 1961, con una luz principal de 141.1m. Reemplazado en 2001.
- Puente Medway Bridge en Inglaterra, completado en 1960, con una luz principal de 152.4m.
- Puente Río Tocantins en Brasil, terminado en 1966, con una luz principal de 140m.

c) A partir de 1960.

A partir de 1960, J. Muller emplea el método de voladizos con elementos prefabricados en la construcción de puentes. Para ello emplea dovelas, las cuales se disponen cada una contra la sección anterior, implementando un sistema de acople entre ellas por medio de juntas revestidas por epóxicos, garantizando un perfecto acople en la construcción.

El primer puente construido por elementos prefabricados empleando el método de voladizos sucesivos fue el Puente sobre el río Sena en Choisy-le-Roi Francia, (ver Figura 3.2) y consta de tres luces continuas, dos de 37.5m y una de 55m y una altura total del puente de 28.4m. Con este puente Muller tuvo la oportunidad de experimentar en la construcción de la superestructura con elementos prefabricados de sección viga cajón y empleo de epóxicos en las juntas. Este tipo de sección tenía la ventaja de ser más eficiente que una en forma de “I” en términos tanto de cantidades de concreto como propiedades estructurales (resistencia a la torsión y estabilidad lateral) y eliminaba la necesidad de un tablero fundido en sitio.²⁰

Figura 3.2 Puente sobre el río Sena en Choisy-le-Roi. Francia



Fuente: http://www.pci.org/view_file.cfm?file=JL-06-MARCH-APRIL-6.pdf. Pág. 4

²⁰ TASSIN, Daniel. Jean M. Muller: Bridge Engineer with Flair for the Art Form: Choisy-le-Roi Bridge. En: PCI Journal [en línea]. (Marzo – Abril, 2006).< http://www.pci.org/view_file.cfm?file=jl-06-march-april-6.pdf>

Las secciones del puente fueron prefabricadas mediante el método de mesa larga (long line method), el cual consistió en construir los segmentos acorde a la posición relativa que ocuparían dentro del tablero sobre la superficie de fundición (casting bed), reproduciendo exactamente el perfil de la estructura, considerando la curvatura producto de las deformaciones a largo plazo (Ver Figura 3.3).

Figura 3.3 Superficie de fundición para prefabricados de Choisy-le-Roi en Paris, France.



Fuente: http://www.pci.org/view_file.cfm?file=JL-06-MARCH-APRIL-6.pdf. Pág. 5

Para ello se dispuso de dos formaletas movibles guiadas por el sistema de preajuste dispuesto. Este método permitió un fácil manejo de las secciones y un adecuado control de la geometría del tablero. La disposición de las dovelas se realizó con la ayuda de una grúa flotante.

3.2. SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA DEL TABLERO.

Por lo general se tienden a emplear secciones tipo cajón con altura constante o variable debido a su mayor eficiencia en términos tanto económicos por el ahorro en cantidades de concreto, como estructurales, por la gran estabilidad y resistencia torsional que ofrece.

El tablero debe respetar ciertas dimensiones mínimas en sus distintos elementos, además de formar un conjunto de proporciones coherentes con la estructura.

La relación típica entre la luz y la altura para secciones de canto constante generalmente se encuentra entre 18 y 22. Alturas de sección menores a 2m implican inconvenientes en las operaciones de preesforzado al interior de la misma. Lo anterior establece una longitud de luz económicamente viable para este método de 25m a 30m. Alturas constantes mayores a 3m son inusuales, por tanto, para puentes con luces mayores a 50m, debe considerarse una sección con altura variable²¹.

Elementos de viga cajón mono-celulares, son los más eficientes en cuanto a fundición se refiere; hoy en día poco se emplean los multicelulares para este método en particular.

Almas inclinadas mejoran la estética del tablero, pero generan dificultades al requerir mayor complejidad en los encofrados usados con alturas de sección variables. El área de la losa inferior en la pila, es

²¹ CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. Bridge Engineering Handbook. Segmental Concrete Bridge. Boca Ratón: Editorial CRC Press, 2000. Cap. 11.2.2 Span Arrangement and Typical Cross Sections.

determinada por el módulo requerido para mantener la compresión en la fibra inferior por debajo del máximo permitido en dicha zona acorde al diseño.

Para el caso particular de puentes extradados y como se mencionó en el primer capítulo, autores como Chio, proponen una altura variable del tablero con un canto de $L/35$ en apoyos y de $L/45$ en el centro de luz, con una relación entre estas alturas de 1.5.

3.2.1 Tableros para puentes acomodados a futuras ampliaciones.

A la hora de plantear soluciones para la estructura de un puente, es indispensable tener en cuenta variables tan importantes como lo es el incremento del tránsito vehicular con el paso del tiempo. Como solución a esta variable, tradicionalmente se recurre a elementos auxiliares paralelos al puente original.

Esta solución tiene su principal inconveniente en los costos que implica, puesto que se hace necesaria la erección de elementos adicionales a la estructura original tales como vigas y pilas entre otros.

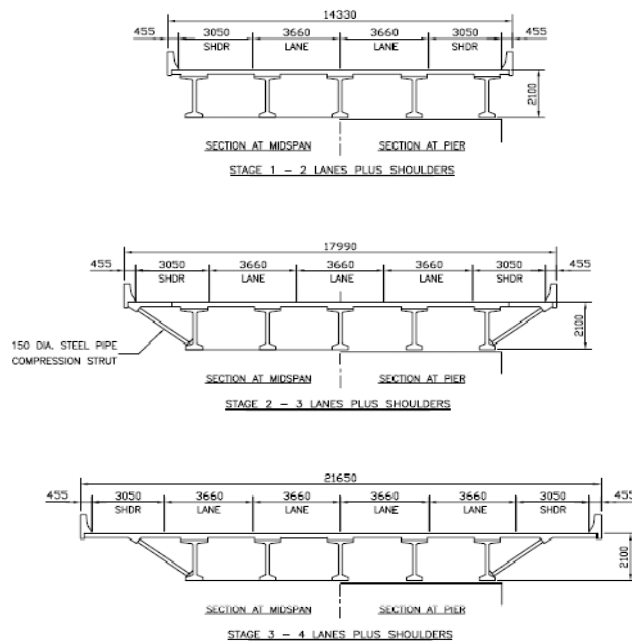
Como una alternativa a esta problemática, surge la idea de diseñar los tableros de un puente incluyendo en su fase de diseño la posibilidad de ser ampliados a medida que se incrementan los niveles de tránsito sobre el mismo. Según la concepción y tipología estructural del puente a construir se han planteado dos métodos: El Método SBWM (Strutted Box Widening Method) y El Método SGWM (Strutted Girder Widening Method).

Estos dos métodos, básicamente le permiten a un puente diseñado y construido por segmentos con dos carriles inicialmente, ser ampliado en

el futuro de forma gradual a tres o cuatro carriles, aumentando la capacidad de tráfico según se requiera.

Considerando que los temas tratados en este documento giran en torno a los puentes extradosados, a continuación se esboza esquemáticamente el Método SBWM, el cual es aplicable a puentes con esta tipología, al manejar secciones tipo cajón. El Método SGWM es una variación del Método SBWM para la ampliación de puentes con vigas prefabricadas de concreto (ver Figura 3.4).

Figura 3.4 Ampliación de la sección transversal de un puente con vigas prefabricadas AASHTO-PCI (Método SGWM)



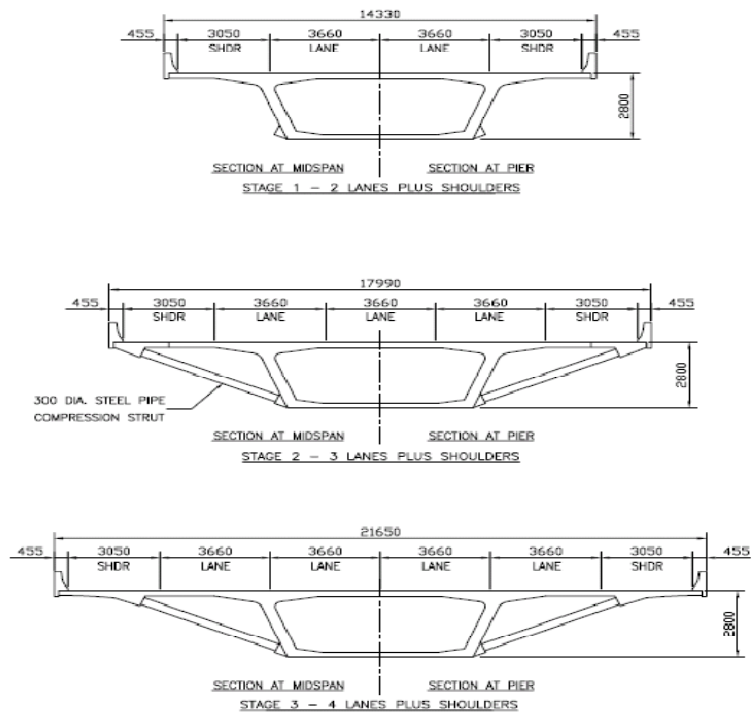
Fuente: http://www.pci.org/view_file.cfm?file=JL-05-MAY-JUNE-7.pdf

Pág. 86

3.2.1.1 Método SBWM (Strutted Box Widening Method). Como se mencionó anteriormente, este método permite que un puente construido por segmentos con sección tipo cajón y concebido inicialmente con dos carriles, pueda ser ampliado fácilmente en cualquier momento a tres o cuatro carriles según la demanda vehicular. Kenneth W. Shushkewich²², nos muestra en el siguiente ejemplo las tres fases de construcción del método, (ver Figura 3.5); en la primera fase se muestra el puente con dos carriles mas hombros a lado y lado, en la segunda fase con tres carriles mas hombros a lado y lado y en la tercera fase se concluye con cuatro carriles mas hombros a lado y lado.

²² SHUSHKEWICH, Kenneth W. Design of Prestressed Concrete Bridges to Accommodate Future Widening: Strutted Box Widening Method (SBWM). En: PCI Journal [en línea]. (Marzo – Abril, 2006). Pág. 75.
< http://www.pci.org/view_file.cfm?file=JL-05-MAY-JUNE-7.pdf>.

Figura 3.5 Ampliación de la sección transversal de un puente con sección tipo cajón (Método SBWM)



Fuente: http://www.pci.org/view_file.cfm?file=JL-05-MAY-JUNE-7.pdf.

Pág. 75

El puente inicialmente es construido con dos carriles de 3.66m cada uno junto con hombros de 3.05m a lado y lado de la vía. La intención a medida que transcurre el tiempo y se incrementen los volúmenes de tráfico, es ampliar el tablero llegando a tres y cuatro carriles según se requiera. Durante el desarrollo de las tres fases constructivas, el ancho del tablero alcanza 14.33m en la fase uno, 17.99m en la fase dos y al término de la fase tres 21.65m.

Lo que hace atractivo el método, es su flexibilidad, ya que la ampliación se realiza cuando los niveles de tráfico así lo demanden, pudiéndose retrasar el proceso si el tráfico no aumenta tan rápido, o por el contrario, pasar directamente de dos carriles a cuatro si el tráfico crece más rápido de lo previsto.

Conceptualmente el Método SBWM es muy simple. Durante la fase dos de construcción elementos exteriores de compresión (Compression Strut) son instalados y la losa del tablero es ampliada. Tendones pretensados transversales internos son instalados de manera adicional así como tendones pretensados longitudinales externos. De la fase dos a la fase tres, se procede de manera similar; la losa de la cubierta es nuevamente extendida en voladizo, reforzándose con tendones de pretensado tanto interiores (transversales) como exteriores (longitudinales).

Todo diseñador, que desee implementar este método para la construcción del tablero de un puente, debe tener en cuenta tanto las ventajas como las desventajas que éste implica, siendo algunas de ellas las presentadas en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Ventajas y desventajas del método SBWM.

Método SBWM	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> • Flexibilidad en la ampliación. • Eficiencia estructural. • Bajos costos iniciales. • Reducción de Costos Incrementales y del tiempo de ejecución. • Reducción del pretensado para la construcción de voladizos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Incremento en los esfuerzos de diseño. • Se requiere una mayor capacidad en la subestructura. • Se requiere una mayor capacidad a cortante. • Disposición de pretensado para el futuro. • Posible cierre del puente durante la ampliación.

Las desventajas mostradas en la Tabla 3.1, pueden ser contrarrestadas si se tienen en cuenta ciertas consideraciones. La capacidad adicional de la subestructura no es significativa, ya que el método constructivo por voladizos equilibrados considera los incrementos en la capacidad para el desequilibrio de momentos. La capacidad adicional de cortante, puede ser un inconveniente costoso si se requiere un mayor espesor en los elementos del alma de la sección en la fase uno de construcción; sin embargo una efectiva solución es el emplear tendones externos en la transición de la fase dos a la fase tres para balancear el incremento en

la demanda por cortante, lo cual evitaría el incremento en el espesor del alma.

- **El Método SBWM en puentes extradados contruidos con elementos prefabricados.** Kenneth W. Shushkewich²³ también plantea la versatilidad del método SBWM, al extender su uso a puentes con sistema de soporte por medio de cables, para lo cual propone un puente extradado construido por segmentos prefabricados en el puente cruce del río Fraser en Vancouver, Canadá. En este puente se empleó el método SBWM para su construcción y ampliación. Este puente tiene una longitud total de 1835m, con tres luces principales de 242m en los canales de navegación, las cuales coligan con luces de 175m creando una transición hasta llegar a luces de 125m cercanas a los estribos, con un total de 12 luces y consta de un tablero con tres carriles mas un hombro en cada dirección

- ✓ **Aplicaciones del método SBWM en la construcción de puentes con luces medianas a grandes.** Según Shushkewich, tanto el método SBWM como el SGWM son aplicables en la construcción de puentes segmentados con las siguientes características:
 - ✓ Puentes de concreto con vigas pretensadas prefabricadas.
 - ✓ Puentes prefabricados de altura constante de tablero contruidos por el método Luz a Luz.

²³ SHUSHKEWICH, Kenneth W. Design of Prestressed Concrete Bridges to Accomodate Future Widening: Strutted Box Widening Method (SBWM). En: PCI Journal [en línea]. (Marzo – Abril, 2006). Pág. 87-89
< http://www.pci.org/view_file.cfm?file=JL-05-MAY-JUNE-7.pdf>

- ✓ Puentes prefabricados de altura constante de tablero contruidos por el método de Voladizos Equilibrados.
- ✓ Puentes construidos en sitio de altura constante de tablero contruidos por el método de Voladizos Equilibrados.
- ✓ Puentes extradosados contruidos mediante elementos prefabricados.

3.3 LAS PILAS Y SUS ASPECTOS BÁSICOS A CONSIDERAR.

Mondorf²⁴ establece las siguientes consideraciones generales de las pilas:

- ✓ Al construir un puente por segmentos o dovelas en voladizo, las pilas durante las fases de construcción estarán sometidas a fuertes momentos flectores. Al término de la obra la rigidez de las pilas debe ser tal, que soporte las diferentes sollicitaciones debidas a variaciones de temperatura, retracción y fluencia entre otras.
- ✓ El concepto de las pilas debe corresponder al concepto del tablero; así el número de pilas por línea de soporte y su anchura debe ajustarse acorde a las vigas cajón.
Durante el periodo de construcción es posible aumentar la rigidez de las pilas mediante dispositivos como torres auxiliares y/o

²⁴ MONDORF. Puentes en Hormigón 2007. Cap. 8. Pág. 5-6. Universidad de Chile. Seminario: Diseño y Construcción de Puentes Disponible en: https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2007/2/C162Q/1/material_alumnos/

inmovilización de apoyos. Además se puede aumentar la resistencia de las pilas mediante postensado vertical provisorio.

- ✓ Una estabilización adicional puede conseguirse también mediante cierto equipo de construcción, por ejemplo una viga metálica estabilizadora que conecta la doble ménsula que se está construyendo con la parte del tablero ya ejecutado. Sin embargo se trata de un equipo adicional muy pesado que requiere una gran longitud de puente para su amortización. Dichos equipos dependerán primordialmente de la técnica constructiva empleada.

- ✓ La forma más simple que tiene una pila para resistir momentos fuertes de signo variable así como cargas verticales y horizontales será de sección rectangular cuyos espesores de pared podrán adaptarse a las solicitaciones. La forma rectangular es fácil de construir en encofrado deslizante o trepador y su conexión, tanto a la cimentación como al tablero, es sencilla de establecer. Esta pila tendrá según su altura una rigidez relativamente importante.

- ✓ La primera dovela sobre la pila, la llamada “dovela de pila”, se fundirá o se colocará directamente en la pila, empotrada o apoyada en ella según consideraciones de diseño. A partir de dicha dovela se construirá por voladizos sucesivos equilibrados en ambas direcciones.

- ✓ Donde se desea una pila que resista momentos fuertes como los que existen durante la construcción pero que oponga menos

resistencia a las variaciones de longitud del tablero la pila se puede disolver en dos paredes colocadas perpendicularmente al eje de la obra. Una pila doble pared puede considerarse como una evolución de la pila rectangular dejando únicamente los dos lados perpendiculares al eje de la obra (ver Figura 3.6). La pila doble pared puede ser afectada por asentamientos esviados; por lo tanto debe usarse únicamente en caso de condiciones de suelos fiables con alta capacidad portante.

Figura 3.6. Pila doble pared. Autovía A-67 del Cantábrico a la Meseta, Cantabria



Fuente:

<http://www.doka.com/doka/es/references/transportation/pages/04166/index.php>

- ✓ Un efecto similar al de la pila doble pared se puede obtener usando apoyos en neopreno situados en dos líneas

perpendiculares al eje de la obra. Pilas de menor rigidez que las descritas pueden establecerse como columnas o paredes simples. Tales pilas tendrán quizás una rigidez satisfactoria para la obra terminada pero insuficiente durante el periodo de construcción; por lo tanto a menudo se combinan con torres de apoyo provisionales u otro tipo de soportes.

- ✓ En varios puentes se ha utilizado pilas en forma de “V”. La pila con esta morfología se combina fácilmente durante la construcción con soportes provisionales de manera que constituye una pila larga estable de la cual puede arrancar la construcción por voladizos sucesivos. En la obra terminada la pila en “V” refuerza el efecto pórtico.

3.4 CABLES DE SOPORTE (TIRANTES).

Los puentes construidos por voladizos balanceados, pueden estar soportados por sistema de cables, como es el caso de puentes suspendidos, atirantados y extradosados principalmente.

La necesidad primordial que llevó a la implementación de un sistema de atirantamiento permanente, se origina cuando se empiezan a tener grandes luces por salvar (por encima de los 200m), en donde los puentes típicos de voladizos con sección viga cajón empiezan a tener muchos inconvenientes (aumento considerables en los momentos de peso propio, aumento de la tensiones de compresión en la losa inferior y multiplicación en los cables preesforzados de los voladizos), disminuyendo considerablemente su funcionalidad. Los tirantes al ser exteriores a la sección del tablero, aumentan el brazo de palanca del

preesforzado, comportándose como tirantes y apoyados en una torre que asegura su desvío²⁵.

Una de las principales diferencias entre un puente de voladizo tradicional o viga cajón y un puente con sistema de atirantamiento radica en que para el primero, cada cable ejerce un esfuerzo de compresión sensiblemente horizontal que asegura el pretensado del tablero y en caso de existir componente vertical, únicamente tiende a mejorar la resistencia al esfuerzo cortante de la viga; mientras que para el segundo caso, el esfuerzo ejercido por el tirante presenta dos componentes, una horizontal, de compresión y la otra vertical, constituyendo una reacción de apoyo elástico del tablero²⁶.

Los puentes soportados por sistema de tirantes, presentan las siguientes características en común:

- ✓ Por lo general, están compuestos de tirantes, tableros preesforzados (por lo general viga cajón) y torres.
- ✓ Una de las principales ventajas es que abarcan luces de grandes distancias, por que los cables están sometidos solamente a tensión y los alambres de acero que conforman el cable poseen una elevada resistencia a la tracción. En el caso de puentes extradados la sollicitación de los cables es menor, dado que se controla la variación de esfuerzos menores a 8 kg/mm^2 y por tanto la fatiga no es un factor muy relevante.

²⁵ MATHIVAT, J. Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos. Construcción por avance. Editores Técnicos Asociados S.A. 1 ed. española, Barcelona, 1980. Pág. 328.

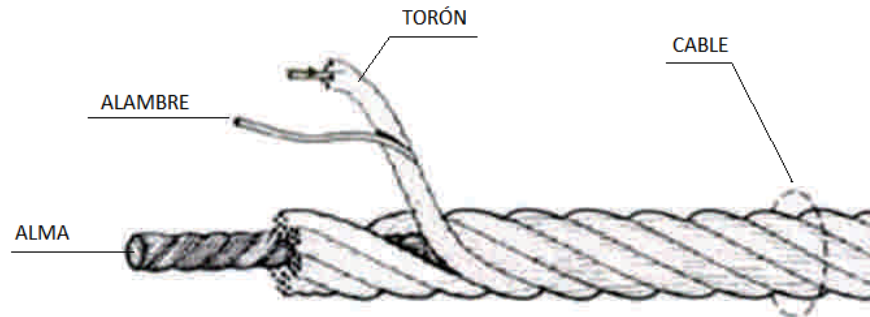
²⁶ Ibid., Pág. 334

- ✓ La estructura completa, puede ser construida en su mayoría, sin la presencia de andamiajes intermedios desde el suelo.
- ✓ La estructura principal es elegante y expresa claramente su función debido a su apariencia transparente.

3.4.1 Cables de acero. Un cable está compuesto de un conjunto de elementos que transmiten fuerzas, movimientos y energía entre dos puntos (ver Figura 3.7). Dichos elementos se definen como:

- ✓ **Alambre:** Es el componente básico del cable de acero, el cual es fabricado en diversas calidades, según el uso al que se destine el cable final.
- ✓ **Torón:** Está formado por un número de alambres de acuerdo a su construcción, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un centro, en una o varias capas.
- ✓ **Alma:** Es el eje central del cable donde se enrollan los torones. Esta alma puede ser de acero, fibras naturales o de polipropileno entre otros materiales.
- ✓ **Cable:** Es el producto final que está formado por varios torones, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un alma.

Figura 3.7 Elementos que constituyen un cable.



Fuente: http://www.indeli.cl/catalogos/cat_cables_acero.pdf

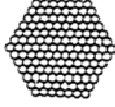

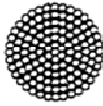

Los materiales frecuentemente más empleados en la construcción de cables para puentes modernos hoy en día es el alambre de acero de alta resistencia forjado en frío, el cual tiene un diámetro de 3 a 7mm y una resistencia última a la tensión entre 1.8 y 1.9GP²⁷.

Un cable está conformado por un gran número de alambres para encontrar la resistencia requerida, los cuales por lo general se agrupan en secciones transversales circulares.

Los torones que conforman los cables, se clasifican por la forma en que se unan los alambres en: Alambres Trenzados Helicoidalmente y Torones con Alambres Paralelos (Parallel-Wire Strand "PWS"). La Tabla 3.2, nos muestra las secciones transversales típicas de éstos cables.

²⁷ CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. Bridge Engineering Handbook. Cable-Supported Bridges. Boca Ratón: Editorial CRC Press, 2000. Cap. 26.2.1 Steel Wires.

Tabla 3.2 Tipos de cables y secciones transversales.

NOMBRE	FORMA DE LA SECCIÓN	ESTRUCTURA
Torones con alambres paralelos (Parallel Wire Strand "PWS")		Los alambres se agrupan en paralelo dando una forma hexagonal.
Cable de Torones (Strand rope)		Seis torones encierran un torón central (núcleo).
Cable en Espiral (Spiral Rope)		Los alambres se agrupan en varias capas principalmente establecidas en direcciones opuestas.
Cables Enrollados (Locked Coil Rope "LCR")		Alambres deformados son usados por fuera de la capa de cable en espiral, enrollando el mismo.

Fuente: CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. *Bridge Engineering Handbook*. Cap. 26.2.2

Las propiedades mecánicas de estos cables varían según su morfología, siendo los cables conformados por torones enrollados los más resistentes y disminuyendo hasta llegar a los constituidos por torones con alambres paralelos (PWS), como se muestra en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Propiedades mecánicas de los tipos de cables.

TIPO	PORCENTAJE DE VACIOS (%)	P/NS ^a	MODULO DE ELASTICIDAD (Mpa)
Cable de Torones	35-42 ^b	0.8-0.85	1.35 x 10 ⁵
Cable en espiral	23-25 ^b	0.9	1.55 x 10 ⁵
Cable enrollado	10-14 ^b	0.9	1.55 x 10 ⁵
Cable con alambre paralelo	11-14 ^b	0.95-0.98	1.95 x 10 ⁵

P= Carga de ruptura del torón.

S= Esfuerzo de tensión de un alambre.

N= Número de alambres.

^b= Valor para un hexágono circunscrito.

Fuente: CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. *Bridge Engineering Handbook*.

Cap. 26.2.2

3.4.1.1 Rigidez de los tirantes. En el caso de puentes atirantados o extradosados, en donde los cables funcionan de forma inclinada determinado ángulo, su rigidez original se disminuye con respecto a la de un cable en posición vertical debido al pandeo que sufre el cable a causa de su propio peso. El módulo de Young equivalente para un cable inclinado se define mediante la siguiente ecuación²⁸:

Ecuación 1.

$$E_{eff} = \frac{E_0}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot l^2 \cdot E_0}{(12\sigma^3)}}$$

²⁸ CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. *Bridge Engineering Handbook*. Cable-Supported Bridges. Boca Ratón: Editorial CRC Press, 2000. Cap. 26.2.2 Basic Feature of Wire Cable.

Donde E_0 es el modulo de Young para un cable recto, γ es el peso por unidad de longitud del cable y σ es el esfuerzo de tensión en el cable.

Esta reducción en la mayoría de los casos suele ser insignificante, aunque debe ser considerada en el caso de cables con grandes longitudes o durante alguna de las fases de construcción. El área de la sección transversal del cable se calcula con base a la tensión máxima del mismo. El factor de seguridad de los cables estructurales, normalmente oscila entre 2.0 y 2.5 de modo tal que garantice la resistencia a la tensión, mientras que en cables principales para puentes suspendidos de grandes luces, este factor puede ser un poco menor, dependiendo de factores tales como el porcentaje de esfuerzo por carga muerta sobre el esfuerzo total, la naturaleza de esfuerzos secundarios, la presencia de esfuerzos por fatiga entre otros²⁹.

3.4.1.2 Tipos de cables de acero para puentes³⁰. Los siguientes tipos de cables son empleados principalmente en puentes soportados por cables. En el caso de puentes extradados los cables requieren una menor resistencia, dado que su sollicitación es menor en comparación con los puentes atirantados; aunque en ciertos casos, y dependiendo de las dimensiones del proyecto, se puede llegar a usar alguno de los tipos que se describirán a continuación:

- **Cables en espiral (Spiral Rope).** Han sido empleados para cables principales de puentes suspendidos con luces cortas a medias, así como en algunos puentes atirantados en Reino

²⁹ CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. Bridge Engineering Handbook. Cable-Supported Bridges. Boca Ratón: Editorial CRC Press, 2000. Cap. 26.2.2 Basic Feature of Wire Cable.

³⁰ Ibid., Cap. 26.2.3 Types of Bridge Cables.

Unido principalmente. Cuando se requieren secciones transversales de gran área como en el caso de puentes suspendidos con luces medias, un cierto número de torones en espiral son dispuestos en paralelo y usualmente compactados en un solo cable. Con el fin de eliminar la elongación inelástica del cable en espiral producto de la compactación de los torones, el pretensado se realiza antes del montaje.

- **Cables enrollados (Locked-Coil Rope “LCR”).** Los Cables LCR, son una familia de los cables en espiral, en donde el cable en espiral que constituye el núcleo está cubierto por alambres deformados en sus capas exteriores. La resistencia de los alambres en un LCR es más baja (1370 a 1570MPa), pero su módulo nominal de elasticidad es ligeramente superior al de un cable en espiral. La forma de “Z” en que se disponen los alambres en las capas exteriores hacen más compactos los torones, debido a que el porcentaje de vacíos dentro del cable es muy bajo, se disminuye su permeabilidad y lo hace menos sensible a presiones laterales en sillas y anclajes. Un cable LCR, no es tan fácil de manipular en comparación con un cable normal en espiral debido a su rigidez a flexión. Los cables LCR, han sido empleados ampliamente en Europa para puentes soportados mediante cables, e incluso usados para cables principales de puentes suspendidos con una luz hasta de 850m. Su tamaño máximo hasta ahora es de aproximadamente de 1250m de longitud con un diámetro de 180mm.

- **Cables con alambres paralelos (Parallel-Wire Cable).** Un cable principal con esta tipología para grandes puentes colgantes es hecho por el método de hilado (air-spinning method), en donde la sección del cable en su totalidad es montada en sitio mediante alambres individuales o por Torones de Alambres Paralelos Prefabricados (Prefabricated Parallel-Wire Strand “PPWS”). Donde los PPWS prefabricados son enrollados alrededor del carrete y transportados al sitio de obra. El diámetro de los alambres individuales usados en cables principales de puentes suspendidos es de aproximadamente 5mm. Un PPWS recubierto es ampliamente usado en puentes atirantados. Un paquete de alambres paralelos pretensados con un diámetro alrededor de 5 o 7mm es introducido como un cable suspendido con un tubo de polietileno relleno con lechadas de cemento como protección contra la corrosión y con anclajes HiAm en sus extremos. Los cables con alambres paralelos han sido usados ampliamente tanto para puentes atirantados de concreto como de acero.
- **Cables trenzados ultra largos (Ultra-Long Lay Cable).** La idea de estos cables, surgió en los años 1980, como una variante mejorada de los cables PWS (Parallel-Wires Cables). Trenzando los alambres de 3 a 4º grados permitiendo al paquete de alambres facilitar su colocación en paquetes, haciendo el torón auto compacto bajo tensión axial sin afectar sus propiedades mecánicas. Estos cables fueron designados como Nuevo PWS o “New PWS” en Japón y como “HiAm-SPWC” en Europa. El Nuevo PWS se caracteriza también, por presentar

una cobertura de Polietileno de Alta Densidad (Extruding High-Density Polyethylene "HDFE") directamente sobre el paquete de alambre, de modo tal que no existen vacíos entre los alambres externos y la cobertura circundante. El torón es conformado por alambres de 7mm y comprende 421 alambres. El cable atirantado más largo de este tipo tiene 460m de longitud con un diámetro exterior de 165mm y fue usado en el puente Tatara en Japón.

- **Cables con torones paralelos (Parallel-Strand Cable).** Los torones de siete alambres han sido extensamente usados como tendones para cables de estructuras de concreto pretensado. Es el más simple y frecuente tipo de cable empleado en puentes atirantados de concreto. Como la inclinación de los alambres es trenzados es relativamente fuerte, la rigidez de los torones es cercana a la de un torón de alambre recto y su resistencia a la rotura aun más alta. Para cables, los torones están hechos normalmente de alambres de 5mm y su diámetro nominal es de 12.7 o 15.2mm, para luego ser colocados en paralelo y formar un cable tirante. El número de torones de siete alambres, varía entre 7 y 127 dependiendo de la fuerza requerida de diseño. Existen sistemas de cables que emplean torones de siete alambres según su protección contra la corrosión, método de ensamble, técnicas de anclaje en los extremos, como por ejemplo, Freyssinet, Dywidag, VSL, Stronghold, SEEE, ASP (Sistema de cables prefabricados en sitio), entre otros. Este tipo de cables, ha sido aplicado recientemente en puentes atirantados tanto de acero como híbridos de acero/concreto.

- **Cable tirante con barra (Bar Stay Cable).** Este tipo de cable está conformado por barras redondas con un diámetro de 26 a 36mm, cubiertas por un tubo de acero, el cual en su interior es llenado con una lechada de cemento. La parte externa del tubo de acero es considerada en la sección transversal del cable cuando la carga viva es aplicada. Dado que la longitud de la barra no puede ser larga, se hace necesario realizar acoplamientos o uniones entre ellas. Este tipo de cable es escasamente utilizado, sobre todo en grandes puentes atirantados.

Con base a las propiedades de los diferentes cables descritos anteriormente se sugiere adoptar los cables de torones (Strand Rope) (ver tabla 3.2) para los cables extradados. Debido a que los tirantes de puentes extradados no requieren cumplir solicitaciones de fatiga. Utilizar los cables que se usan para el preesforzado del tablero es la mejor opción. Los cables de preesforzado son generalmente cables de torones (Strand Rope o Seven-wire) o barras, pero se suele tomar los cables de torones conforme a la ASTM A 416 (AASHTO M203³¹). Los tamaños de estos torones van desde 3/8" a 0.6" de diámetro. El uso de 0.6 pulgadas de diámetro es esencial para tomar el máximo provecho para el concreto de alta resistencia.

³¹ Precast/Prestressed Concrete Institute-PCI. Precast, Prestressed Concrete Bridges- The High Performance Solution. Material Properties. En: Publication Bridge Design Manual. (octubre 97). Cap 2.7 Prestressing Strand. Disponible en:
< <http://www.pci.org/publications/bridge/index.cfm>>

3.4.2 Cables de materiales compuestos³². Un Polímero Compuesto de Fibra Reforzada (fiber-reinforced polymer composite “FRP”) es una matriz de material polimérico reforzado por fibras u otro refuerzo que tiene un aspecto discernible entre la relación de longitud y espesor. Los refuerzos son fibras hechas de vidrio, carbón o aramida y la resina polimérica puede ser termoestable o termoplástica. La termoestable es usada en aplicaciones de la construcción y puede ser poliéster, ester de vinilo, fenoles o epóxico. Los compuestos FRP han sido usados en una variedad de productos para la ingeniería.

Los FRP tienen muchas ventajas en materiales estructurales dándoles alta resistencia, un relativo alto modulo de elasticidad, peso liviano, durabilidad, alta resistencia dieléctrica, baja expansión térmica axial, poco mantenimiento, diseño flexible, agradable aspecto estético, poco uso de herramientas y bajos costos de instalación. Por otra parte, sus desventajas son la ruptura con bajo rendimiento, bajo modulo de elasticidad en algunos tipos de materiales, propiedades anisotrópicas, baja resistencia al cortante y al impacto, y altos costos en los material que puede ser gradualmente mejorado por el progreso de la tecnología de manufacturación y el uso generalizado.

Aunque el uso de estos materiales se está haciendo muy popular en la ingeniería estructural, el Carbono Plástico de Fibra Reforzada (Carbon Fiber-Reinforced Plastic “CFRP”) usado como un material para los cables parece ser la más ideal aplicación. En la actualidad, el CFRP ya ha sido empleado para varios puentes atirantados de uso peatonal. En un futuro, los CFRP o algunos otros FRP podrán usarse para los cables

³² CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. Bridge Engineering Handbook. Cable-Supported Bridges. Boca Ratón: Editorial CRC Press, 2000. Cap. 26.2.7 Use of Composite Materials.

principales de puentes suspendidos y con esto aumentar los límites de longitud para las luces. Las propiedades mecánicas de algunos materiales se muestran en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. *Propiedades mecánicas de diferentes materiales para cables.*

MATERIAL	GRAVEDAD ESPECÍFICA	RESISTENCIA A LA TENSIÓN (MPa)	MODULO DE YOUNG (Mpa)	COEFICIENTE DE FALLA
Acero	7.85	1750-1900	200	6
Fibra de Aramid	1.35	1400-1800	50-70	2-4
Fibra de Vidrio	1.85	600-900	30	2
Fibra de Carbono	1.5	1900-2300	120-400	0.6-1.9

Fuente: CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. *Bridge Engineering Handbook*. Cap. 26.2.7

Los cables CFRP se producen como un conjunto de alambres hechos de fibra de carbono y de una matriz de resina epóxica. Las consideraciones de diseño para cables hechos de alambres CFRP distribuidos unidireccionalmente son similares a las que se hacen para cables de acero, con algunas excepciones debido a la naturaleza altamente anisotrópica del material. Hasta la fecha los cables atirantados CFRP se han hecho con alambres CFRP trenzados. Aunque las fibras trenzadas hacen posible el enrollamiento, resultando en un fácil manejo, se debe tener cuidado en las pérdidas de resistencia de los alambres en un paquete y la fricción que existe entre alambres. La disminución en la resistencia trajo consigo la presión y la flexión, el diámetro de un carrete y el radio de curvatura de la silla no debe ser pequeño. Como la resistencia de la resina epóxica se deteriora por

efecto de la radiación ultravioleta, los cables CFRP deben estar protegidos por una cobertura.

Los diseños de prueba de un puente suspendido de luces muy grandes que usaba cables principales CFRP, indican que los momentos de flexión y la deflexión vertical de la rigidez de la viga aumentan significativamente debido al peso ligero de la estructura, mientras que las dimensiones de las torres y las cimentaciones pueden ser muy reducidas. Se recomienda reducir la relación pandeo / longitud de los cables principales.

3.4.3 Cables en puentes extradados³³. El desarrollo de estos puentes cuya principal característica es la habilidad para usar un sistema de cables extradados, ha sido posible gracias al desarrollo del sistema de cables atirantados. Cabe decir que el desarrollo del sistema de cables extradados ha dependido principalmente de la evolución de las tecnologías de protección contra la corrosión. Existen varios tipos disponibles de torones con recubrimiento epóxico y torones galvanizados con recubrimiento de polietileno para alambres galvanizados con envoltura de polietileno. El método de instalación varía dependiendo si es torón por torón o el tipo de prefabricado usado.

Un esfuerzo admisible de $0.6f_{pu}$ para los cables extradados es usado en estos puentes porque la variación en los esfuerzos es baja (menor a $50N/mm^2$). Sin embargo, en el diseño de fatiga, es difícil evaluar la vibración de los tirantes debido al viento. Por esta razón, se suministraron amortiguadores para los cables extradados (ver Figura

³³ KASUGA, Akio. Extradosed bridges in Japan: Extradosed cable. En: Structural Concrete Journal. 7. No. 3 (Septiembre, 2006); Pág. 93-95.

3.8). Estos amortiguadores de alta disipación (high damping rubber) fueron desarrollados para el Puente de Odawara Blueway y 30 puentes extradados más incluyendo el Puente Tsukuhara, Puente del Río Ibi, Puente Shin-Meisei y el Puente Himi. Los amortiguadores de alta disipación en términos de economía y estética son adecuados para tirantes con longitudes hasta de 250m para obtener un decremento logarítmico de 0.03 contra vibraciones inducidas por lluvia. La ventaja de este amortiguador es que permite ajustar la constante elástica optimizada del resorte para seleccionar el número de amortiguadores de alta disipación. La constante elástica óptima es obtenida mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 2.

$$K_{opt} = \frac{(\omega_n)(\gamma)}{0.72(\alpha)(2v)}$$

Donde:

$$v = \frac{(4\gamma)}{(4 + \gamma^2)}$$

Y:

$$\alpha = \frac{(\omega_n)(Xi)(L - Xi)}{(T)(L)}$$

Donde γ es el factor de pérdida por la goma, ω_n es la frecuencia circular del enésimo modo, L es la longitud del tirante, Xi es la ubicación de un amortiguador y T es la tensión del cable. El desarrollo de estas

tecnologías de amortiguación, también han desempeñado un papel importante en el desarrollo de los puentes extradadosados.

Figura 3.8. Amortiguador de disipación de energía para un puente extradadosado



Fuente: A. Kasuga. *Extradosed bridges in Japan*. Pág. 97.

3.5 SISTEMA DE CABLES DENTRO DE LA SECCIÓN DEL TABLERO.

Los cables pretensados pueden ser internos o externos a la sección de concreto. Los cables externos deben estar en la sección viga cajón dentro de tubos de acero, pero fuera del concreto; mientras los cables internos están embebidos en el concreto. Los cables pretensados simplifican el proceso de fundición y reducen las excentricidades comparadas con los tendones internos que son normalmente compensados por bajas pérdidas de fricción a lo largo de los tendones y, por lo tanto, resisten fuerzas más altas.

Hasta mediados de los años 80, todas las estructuras construidas por el método de voladizos sucesivos balanceados, sus cables eran internos

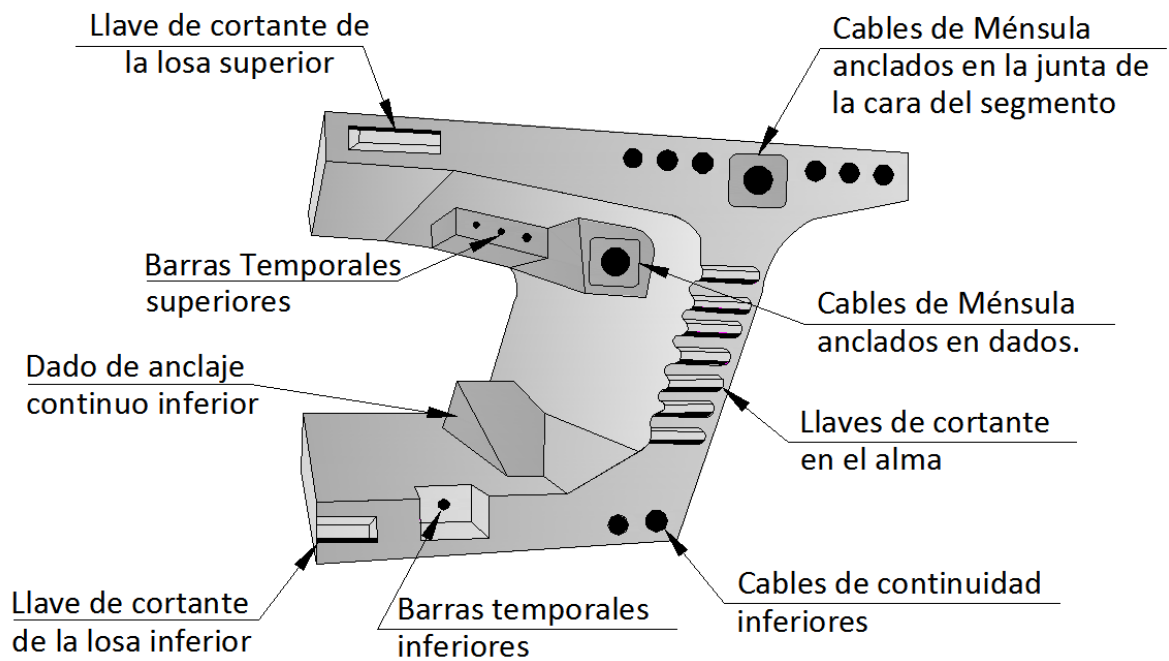
al concreto. Ahora existen tecnologías de pretensado mixtas (cables externos e internos)³⁴.

3.5.1 Tipos de cables.

3.5.1.1 Cables de ménsula. Cables que resisten momentos negativos en la zona de soporte y sirven para fijar la dovela mas reciente al resto de la ménsula. Su longitud se distribuye en la losa superior y se anclan en esta, en dados entre la losa y el alma o descienden en las almas para anclarse en estas. La Figura 3.9 muestra una sección prefabricada tipo con sus partes.

³⁴ Service d'études techniques des routes et autoroutes -Sétra. Prestressed Concrete Bridges built using the Cantilever Method. Design and verification of longitudinal cabling. En: SETRA. (septiembre 2007). Pág. 43 Disponible en:
< <http://www.setra.equipement.gouv.fr/In-English.html#reference>>

Figura 3.9 Sección típica de voladizos sucesivos con sección prefabricada.



Los cables de ménsula deben estar diseñados para³⁵:

- ✓ El montaje de las dovelas consecutivas y soportar los momentos negativos debidos al peso propio de los voladizos y el sitio de las cargas durante la fase de construcción.

³⁵ Service d'études techniques des routes et autoroutes -Sétra. Prestressed Concrete Bridges built using the Cantilever Method. Design and verification of longitudinal cabling. En: SETRA. (septiembre 2007).Pág. 44. Disponible en: < <http://www.setra.equipement.gouv.fr/In-English.html#reference>>

- ✓ Ayudar a soportar los momentos negativos debidos a las cargas muerta e impuestas, junto con los tendones continuos externos cuando el puente ya está en servicio.

Estos tendones están situados en la parte superior del eje del tablero para actuar eficientemente contra los momentos negativos. En prácticamente todos los casos, ellos se postensionan dentro del concreto para así obtener un máximo efecto.

Algunos criterios de diseño a tener en cuenta para estos cables son los siguientes ³⁶ :

- ✓ **Numero de cables de ménsula.** Dos o cuatro cables pueden especificarse por dovela. Si se decide no anclar los tendones en las almas y se quiere evitar incrementar el tamaño de las cartelas, el número óptimo de tendones al final de cada dovela es dos (uno por cada alma). Este arreglo hace posible uniformizar el refuerzo de las dovelas.
- ✓ **Cables de las dos dovelas finales.** Durante la construcción de un voladizo, la más desfavorable situación generalmente ocurre durante la fundida de las dos dovelas finales. Los tendones anclados en este último par de dovelas no se tensionan en la fase de construcción. Además, la experiencia muestra que debido a la presencia de cables de continuidad externos que

³⁶ Service d'études techniques des routes et autoroutes -Sétra. Prestressed Concrete Bridges built using the Cantilever Method. Design and verification of longitudinal cabling. En: SETRA. (septiembre 2007).Pág. 46-47. Disponible en:
< <http://www.setra.equipement.gouv.fr/In-English.html#reference>>

abarcan toda la longitud de la estructura, y a que hay mas cables de ménsula de los que se necesitan cuando el puente esta en servicio, los tableros puedan ser diseñados y contruidos sin la necesidad de anclajes para los tendones de ménsula en el último par de dovelas.

- ✓ **Cables de ménsula fuera del concreto.** Para estructuras muy largas (luces mayores a 120 m), una proporción de los cables de ménsula puede ser situada fuera del concreto. Esto se hace para reducir el tamaño de las cartelas superiores y, en consecuencia, la carga muerta.

- ✓ **Voladizos Asimétricos.** Esto sucede cuando las dovelas cierran en los apoyos extremos del puente o cuando se construyen luces de diferentes longitudes. Los voladizos son entonces asimétricos y por ende los anclajes de los cables de ménsula pueden ser asimétricos con relación a la pila. Sin embargo, estos deben estar anclados con una suficiente distancia de la sección de la pila con el fin de permitir la dispersión de la fuerza de pretensado en esta sección.

3.5.1.2 Cables de continuidad. Cables que resisten momentos positivos en los centros de luz y vanos laterales. Generalmente son simétricos alrededor de la sección del centro. Se distribuyen en casi toda su longitud en la losa inferior y se anclan en esta o suben el alma, a veces pasando sobre la dovela de pila. Están diseñados para soportar las fuerzas resultantes de todas las estructuras añadidas después de la construcción de la ménsula.

Estos cables pueden ser internos o externos a la sección viga cajón:

- ✓ **Cables de continuidad internos.** Estos cables están situados dentro del concreto entre el alma y la losa inferior y son anclados en dados o bloques de concreto.

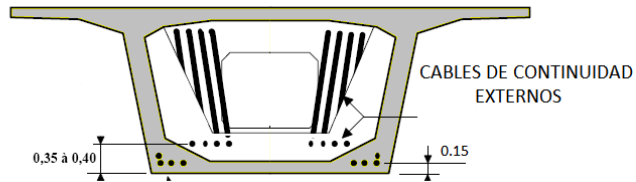
Deben estar diseñados para ser capaces de asumir la contracción del concreto, los efectos termales (gradiente térmico y la uniforme variación de temperatura), y los efectos de la estructura debidos a las fases de construcción entre la fundida del concreto hasta el cierre de la dovela y el preesforzado de cables de continuidad externos³⁷

- ✓ **Cables de continuidad externos.** Estos cables están situados cerca de la losa inferior en la luz central y cerca de la losa superior en los soportes sobre pila (ver Figura 3.10).

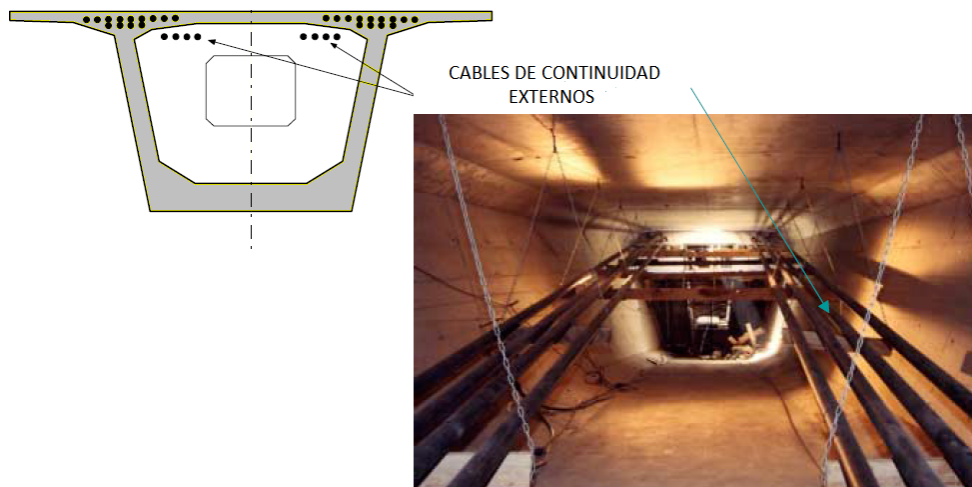
³⁷ Service d'études techniques des routes et autoroutes -Sétra. Prestressed Concrete Bridges built using the Cantilever Method. Design and verification of longitudinal cabling. En: SETRA. (septiembre 2007). Pág. 49. Disponible en:
< <http://www.setra.equipement.gouv.fr/In-English.html#reference>>

Figura 3.10. Cables de continuidad externos.

(a) Distribución de cables de continuidad externos en la luz central.



(b) Distribución de cables de continuidad externos sobre la pila.



Fuente:

http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/pcbri_dges_cantilevermetho d.pdf

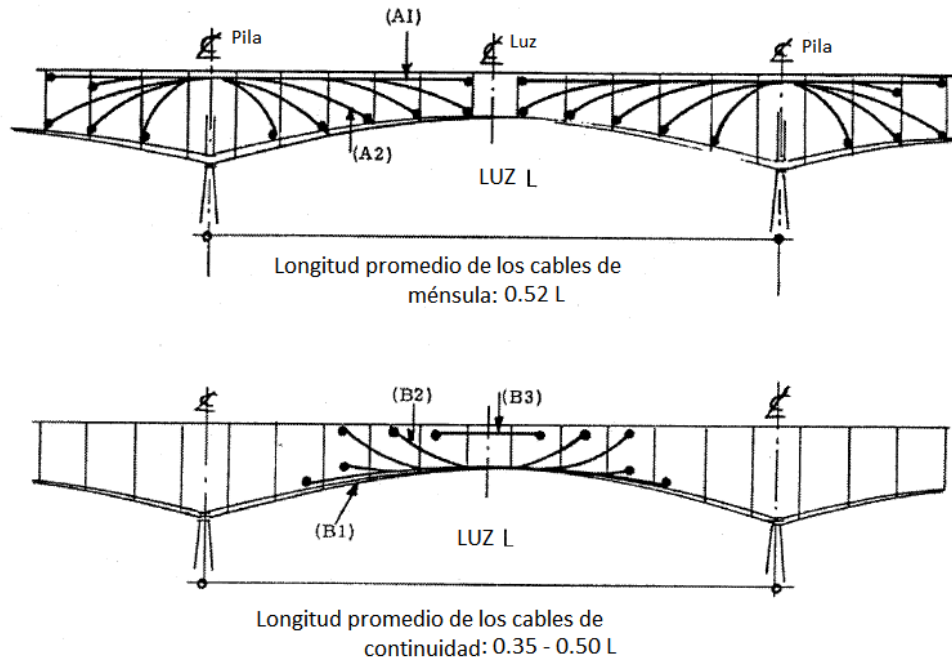
Los diseños de estos cables deben tener en cuenta los momentos positivos en las luces debidos a las cargas muertas (incluyendo la contracción de fraguado y la redistribución de las fuerzas debido a la fluencia) y cargas imprevistas, trabajando en conjunto con los cables de continuidad internos. Además, los momentos negativos en la pila debido a las cargas muerta y de operación, en conjunto con los cables internos.

En una vista de elevación, debe existir una distancia de aproximadamente 5 cm entre la parte externa del ducto del cable y el concreto de la losa de la dovela. Esta distancia debe tomarse en cuenta en relación a la parte superior de los dados de anclaje de los cables de continuidad. En una vista en plano, los cables continuos externos están situados cerca del alma. Debe existir una distancia de aproximadamente 5 cm entre la parte externa del ducto y el concreto de la losa de la dovela o el dado de anclaje³⁸.

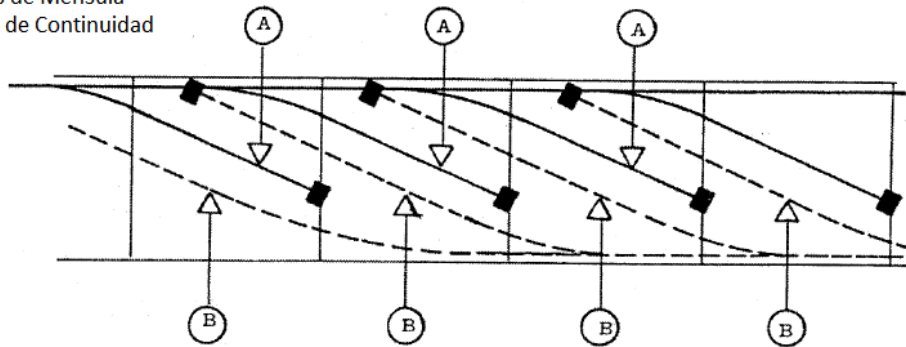
En la Figura 3.11 se muestra una vista longitudinal de un puente, esquematizando la distribución de los cables de ménsula y de continuidad.

³⁸ Service d'études techniques des routes et autoroutes -Sétra. Prestressed Concrete Bridges built using the Cantilever Method. Design and verification of longitudinal cabling. En: SETRA. (septiembre 2007). Pág. 49. Disponible en:
< <http://www.setra.equipement.gouv.fr/In-English.html#reference>>

Figura 3.11. Cables de ménsula y de continuidad.



A: Cables de Ménsula
B: Cables de Continuidad



Fuente: CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. *Bridge Engineering Handbook*.
Cap. 11.2.7

3.6 ANCLAJES

3.6.1 Dispositivos de conexión para los extremos de los cables³⁹.

Los cables de los puentes, están conectados y anclados a la subestructura u otros elementos estructurales como vigas y torres mediante sus conexiones en los extremos de los mismos. Algunos de ellos son:

3.6.1.1 Extremo de cable tipo zapato (Strand shoes). Para cables con alambres paralelos elaborados por el método de hilado (Air-Spinning Method), el anclaje es generalmente hecho mediante alambres envueltos en torno al disco del extremo de zapato, el cual es circular o semicircular y es ajustado al marco de anclaje a través de barras de anclaje (ver Figura 3.12).

³⁹ CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. Bridge Engineering Handbook. Cable-Supported Bridges. Boca Ratón: Editorial CRC Press, 2000. Cap. 26.2.4 End Fittings of Cable.

Figura 3.12 Extremo tipo zapato o *Strand Shoes* del anclaje este del puente Tacoma Narrows de 1940.



Fuente:

http://testcf.wsdot.wa.gov/projects/sr16narrowsbridge/photolibrary/1940/enlarged/1940_14.jpg

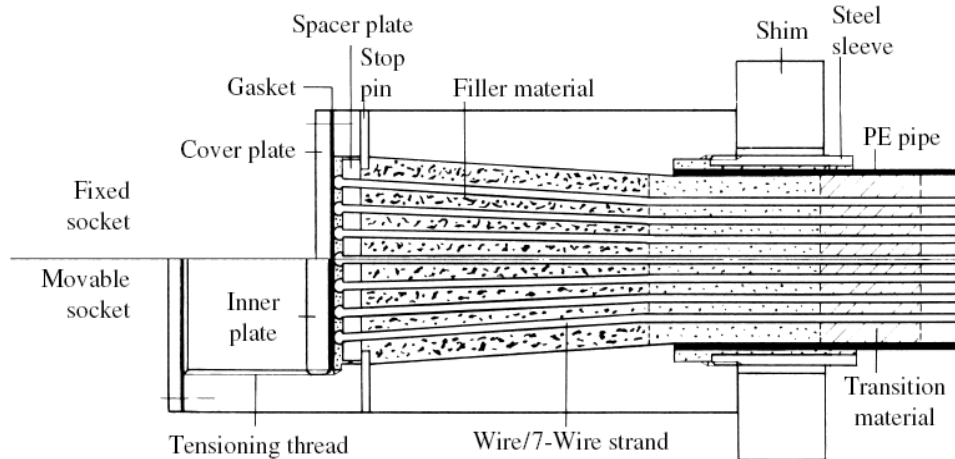
3.6.1.2 Caja de aleación metálica (Metallic alloy sockets).

Para torones prefabricados, ambos extremos son provistos de cajas de aleación metálica. Este dispositivo consiste de un cilindro de acero de paredes gruesas con una cavidad cónica en el cual el extremo desenredado del torón es introducido y la aleación metálica fundida es vaciada. La acción de la unión metálica endurecida sirve como fuerza de transmisión. Estas cajas son soportadas por los miembros del anclaje. La aleación metálica deber contar con una gran fuerza de unión, baja temperatura de fusión, superplasticidad y propiedades favorables de fluencia. Una aleación de zinc-cobre (Zn-Cu) con un 2% de cobre es normalmente usada para cables principales en puentes suspendidos.

3.6.1.3 Caja de conexión de extremos para puentes atirantados (Sockets for Stay Cables). Aleaciones de Zn-Cu usadas en puentes suspendidos, también son populares en las cajas de tirantes, aunque en Alemania se han empleado aleaciones de Zinc-Aluminio (Zn-Al). En el caso de cables de puentes atirantados, la fatiga bajo esfuerzo repetido ocasionado por la carga de los vehículos y al desgaste por corrosión debido a la abrasión de los metales, la cual ocurre a la entrada de la caja, son los principales problemas a considerar. A continuación se bosquejan las variedades de cajas o dispositivos de conexión que se han desarrollado para tirantes:

- ✓ **Dispositivo de anclaje HiAm (HiAm Anchor Socket).** Consiste en un cilindro de acero en donde el cable es dividido formando un arco de acción de alambres o torones, los cuales son anclados mecánicamente en un material de relleno, el cual es esencialmente una mezcla de esferas de acero y una resina epóxica caliente. El dispositivo transmite la fuerza de anclaje mediante una tuerca que a su vez permite una longitud de ajuste del tirante durante el esforzado. Su capacidad máxima oscila en el rango de los 415 alambres con un diámetro de 7mm. Su resistencia a la fatiga es cercana a los 250N/mm^2 con 2000000 de ciclos de carga. La Figura 3.13 muestra un corte longitudinal de este tipo de dispositivo.

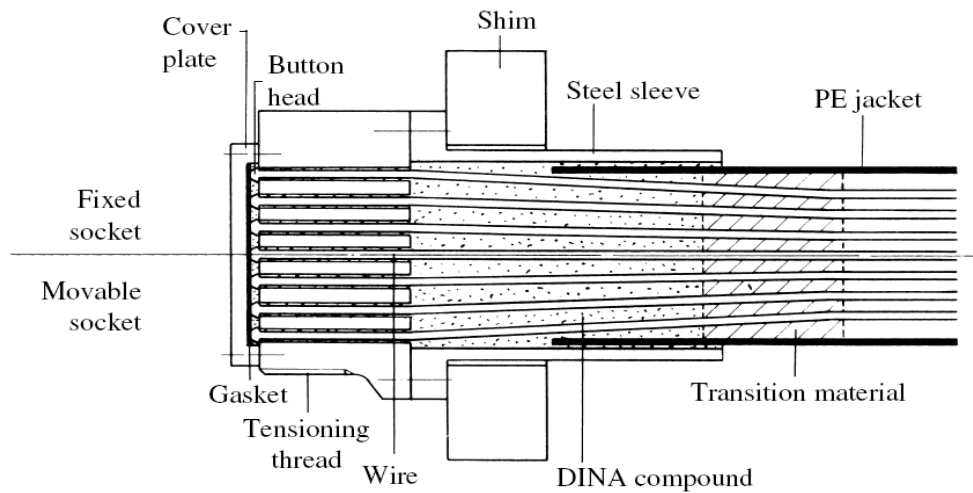
Figura 3.13 Dispositivo de anclaje HiAm (HiAm Anchor Socket)



Fuente: CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. *Bridge Engineering Handbook*.
Cap. 26.2.4.

- ✓ **Cabeza de anclaje DINA (DINA Anchor Head).** Los alambres o torones son anclados individualmente mediante cabezas metálicas de anclaje. La zona de anclaje es inyectada con un compuesto epóxico el cual previene el desgaste y el ingreso de aire o humedad, mejorando la resistencia a la fatiga de los anclajes. Una de sus ventajas es la corta longitud, lo cual le permite acomodarse en espacios pequeños. Su capacidad máxima oscila en el rango de los 250 alambres con un diámetro de 7mm. Su resistencia a la fatiga es cercana a los 250N/mm^2 con 2000000 de ciclos de carga. La Figura 3.14 muestra este dispositivo de anclaje.

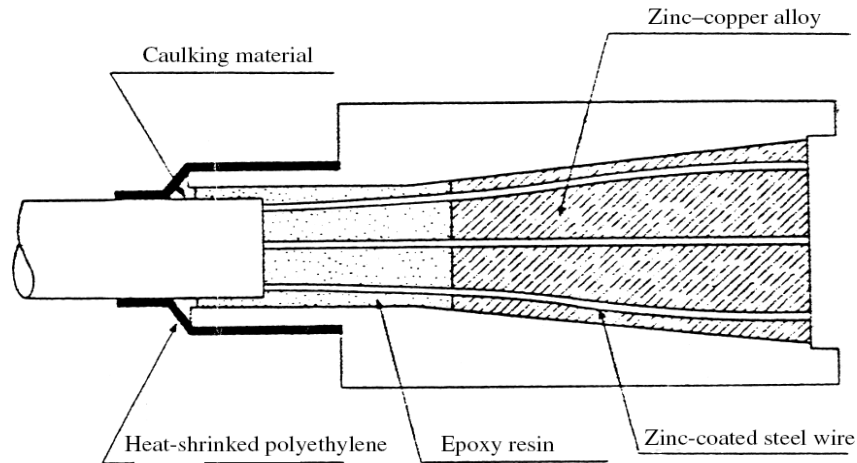
Figura 3.14 Cabeza de anclaje DINA (DINA Anchor Head)



Fuente: CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. *Bridge Engineering Handbook*. Cap. 26.2.4.3.

- ✓ **Dispositivo de anclaje NS (NS Socket).** Consiste de un cono con una aleación caliente vertida de Zinc-Cobre (Zn-Cu) y una resina epóxica en la entrada del dispositivo. La resina epóxica, previene el desgaste por corrosión, la concentración de esfuerzos y reduce el efecto térmico de la aleación fundida. Este dispositivo se aprecia en la Figura 3.15.

Figura 3.15 Dispositivo de anclaje NS (NS Socket)



Fuente: CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. *Bridge Engineering Handbook*.
Cap. 26.2.4.3.

Los torones están recubiertos con un polietileno de alta densidad (HDPE), de pared gruesa y los vacíos entre los alambres son llenados con un compuesto flexible de protección contra la corrosión. El revestimiento de HDPE es continuo de anclaje a anclaje y en ocasiones suele ser coloreado para fines arquitectónicos y equipados con superficies tratadas para tener una mejor estabilidad aerodinámica.

La elección del anclaje, se rige principalmente por factores económicos y consideraciones de fabricación. Normalmente, el uso de un determinado dispositivo de anclaje está dado en función de los tamaños típicos de los cables:

- ✓ Anclajes DIN A para tamaños de cables pequeños a medianos (entre 13 y 241 alambres)

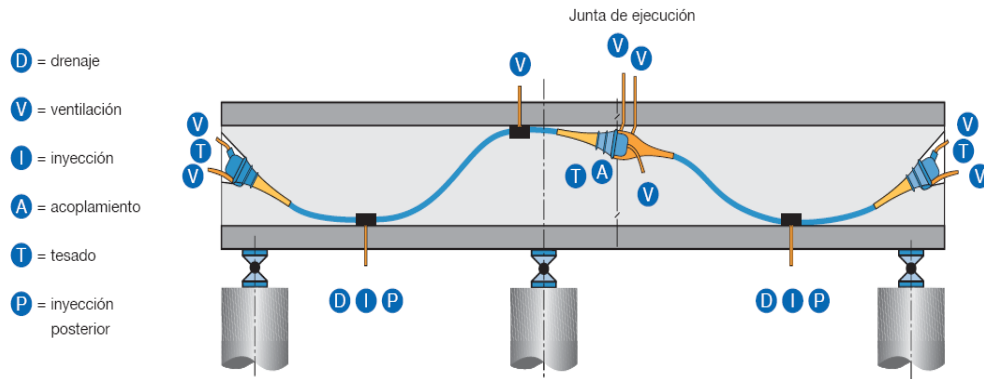
- ✓ Anclajes HiAm para tamaños de cables medianos a grandes (entre 56 y 499 alambres)

3.6.2 Anclajes y acopladores para cables de ménsula y de continuidad. Existe una gran variedad de anclajes y acopladores (ver Figura 3.16), que dependiendo del fabricante, son diferentes en forma y funcionalidad, dado que ciertas empresas se especializan y desarrollan sus propios sistemas. Algunas empresas de mayor trayectoria y reconocimiento a nivel mundial son Freyssinet, Dywidag, VSL y Stronghold.

A continuación se bosquejarán algunos tipos de anclajes y acoples suministrados por la empresa Dywidag⁴⁰.

⁴⁰ Dywidag-Systems International. Sistemas DYWIDAG de postesado de cable adherente. Anclajes y Acopladores. En: Dywidag Sistemas Constructivos S.A. (Diciembre 2008). Pág. 10-13. Disponible en:
< <http://www.dywidag-sistemas.com/descargas/fasciculo-espana.html>>

Figura 3.16. Vista longitudinal esquemática de un sistema de anclajes y acoples



Fuente:

http://www.dywidagsistemas.com/uploads/media/Sistemas_DYWIDAG_de_Postesado_de_Cable_Adherente.pdf_01.pdf

3.6.2.1 Anclajes para cables de ménsula y continuidad. Los siguientes anclajes son los comúnmente usados para puentes preesforzados. Existen otros tipos de anclaje, cuya elección dependerá de los requerimientos propios de cada proyecto.

- **Anclaje multiplano MA.** Se usa fundamentalmente en cables longitudinales de vigas y puentes (ver Figura 3.17). La placa de cuñas con su anclaje cónico con tres planos de transmisión de esfuerzos transfiere la fuerza de preesforzado de forma continua a la estructura demandando un área frontal mínima. La separación del cuerpo de anclaje de placa de cuñas posibilita enfilear los torones después de fundir. Soporta una carga de rotura entre los 1.2 a 10.323 KN.

Figura 3.17 Anclaje multiplano MA. Dywidag.



Fuente:

http://www.dywidagsistemas.com/uploads/media/Sistemas_DYWIDAG_de_Postesado_de_Cable_Adherente.pdf_01.pdf

- **Anclaje de placa tipo ED.** Suele emplearse para preesforzado transversal de cubiertas y puentes. La placa de cuñas se centra por sí misma en el cuerpo de anclaje posibilitando un ensamblaje perfecto así como la instalación y el tensado libre de problemas. Soporta una carga de rotura entre 0.721 a 1.395kN. (ver Figura 3.18)

Figura 3.18 Anclaje de placa tipo ED. Dywidag.



Fuente:

http://www.dywidagsistemas.com/uploads/media/Sistemas_DYWIDAG_de_Postesado_de_Cable_Adherente.pdf_01.pdf

3.6.2.2 Acopladores para cables de ménsula y continuidad. Los siguientes acopladores son usados para puentes preesforzados. Existen otros tipos de acopladores, que dependerá de los requerimientos propios de cada proyecto.

- **Acoplador R.** El acoplamiento consiste en un cuerpo de anclaje multiplano y una placa de cuñas a lo largo de la cual se solapan todos los torones (ver Figura 3.19). Los nuevos torones acoplados pueden instalarse con facilidad e independientemente del tendón ya existente. Soporta una carga de rotura entre 1.202 a 10.323 KN.

Figura 3.19 Acoplador R. Dywidag.



Fuente:

http://www.dywidagsistemas.com/uploads/media/Sistemas_DYWIDAG_de_Postesado_de_Cable_Adherente.pdf_01.pdf

Acoplador D. Sirve para alargar tendones aun no tensados, por ejemplo un puente ejecutado por dovelas. Cada manguito acoplador que conecta dos torones consiste en 2 cuñas soportadas por resortes de baja tensión. Soportan cargas de rotura entre 0.721 hasta 10.323 KN. (ver Figura 3.20)

Figura 3.20 Acoplador D. Dywidag.



Fuente:

http://www.dywidagsistemas.com/uploads/media/Sistemas_DYWIDAG_de_Postesado_de_Cable_Adherente.pdf_01.pdf

3.6.3 Anclajes para cables extradados. Los cables propios de la sección y, en algunas ocasiones, los tirantes empleados en las torres (cuando no se emplea silla de anclaje) suelen fijarse mediante anclajes convencionales (ver sección 3.6.2), evitando los costosos y complejos anclajes de un puente atirantado convencional (ver sección 3.6.1.3). Esto es posible, dado que, los tirantes en un puente extradadoso tienen una menor sollicitación y poca variación de esfuerzos, eliminando los problemas por fatiga.

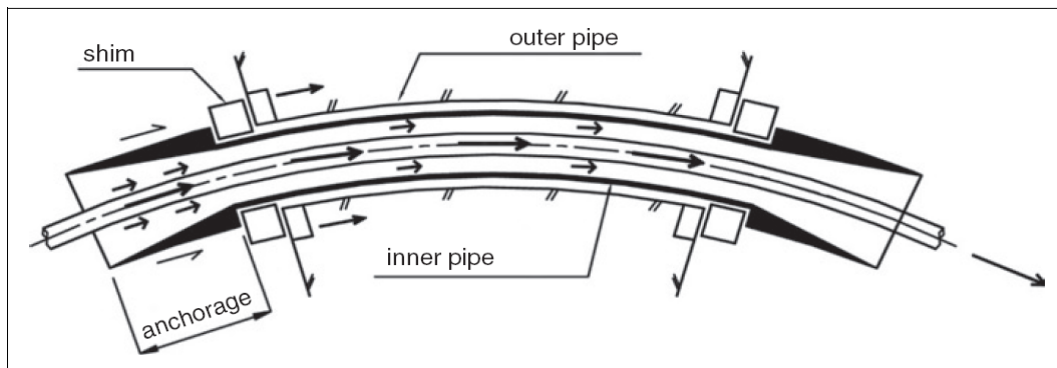
Tradicionalmente en las torres, suelen emplearse sillas de anclaje (ver Figura 3.21), el es el caso de los puentes Odawara Blueway (ver Figura 1.5) y el Tsukuhara⁴¹.

⁴¹ KASUGA, Akio. Extradosed bridges in Japan: Extradosed cable. En: Structural Concrete Journal. 7. No. 3 (Septiembre, 2006); Pág. 95-97.

Las Especificaciones de Diseño y Construcción de Puentes Atirantados y Puentes Extradados de la Asociación Japonesa de Ingeniería de Concreto Pretensado⁴², establecen que la silla puede ser usada bajo condiciones de esfuerzo, cuya variabilidad por diseño debido a carga viva no exceda los 50N/mm².

Lo anterior se basa en el estudio de los datos de la prueba de desgaste por fatiga para sistemas de tendones hasta de 37 torones con diámetro de 15.2mm. En la silla, debe fijarse la diferencia de fuerzas debida a la fluencia y a los sismos, entre la parte del lado derecho y el izquierdo de la misma.

Figura 3.21 Silla de torre para anclaje de tirantes



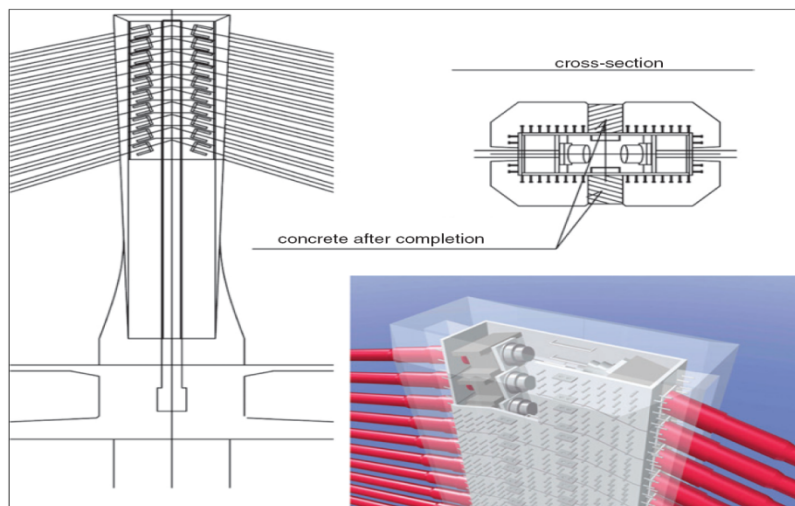
Fuente: A. Kasuga. *Extradosed bridges in Japan*. Pág. 97.

Desde una perspectiva de fácil mantenimiento, la caja de anclaje de acero en la torre es útil. Sin embargo es una estructura pesada, aunque no hay problema cuando ésta puede ser construida en una sola pieza empleando una grúa flotante, como se hizo en el Puente del Río Ibi (ver

⁴² Japan Prestressed Concrete Engineering Association. Specifications for Design and Construction of Prestressed Concrete Cable- Stayed Bridges and Extradosed Bridges (In Japanese). (Noviembre, 2000). Citado por: KASUGA, Akio. Extradosed bridges in Japan: Extradosed cable. En: Structural Concrete Journal. 7. No. 3 (Septiembre, 2006); Pág. 95.

Figuras 3.22, 3.23 y 3.24). En la Figura 3.22 se aprecia una vista de la caja metálica y su ubicación en el Puente del Río Ibi. Cuando la caja debe construirse en tierra, donde grandes grúas no pueden ser usadas como fue el caso del Puente Himi (ver Figura 1.16), es necesario separar la estructura en secciones de peso tal que se permita construir las en tierra y posteriormente puedan ser llevadas y ensambladas en su posición final.

Figura 3.22 Composición del anclaje en la torre.

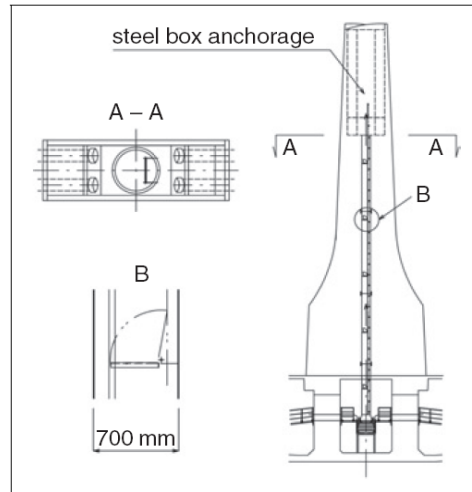


Fuente: A. Kasuga. *Extradosed bridges in Japan*. Pág. 99.

Figura 3.23 Puente del río Ibi. Japón



Figura 3.24 Detalle de la caja de anclaje de acero en el puente del río Ibi.



Fuente Figura 3.23 y 3.24: A. Kasuga. *Extradosed bridges in Japan.* Pág. 94-96.

3.7 ESTABILIZACIÓN DEL LOS VOLADIZOS.

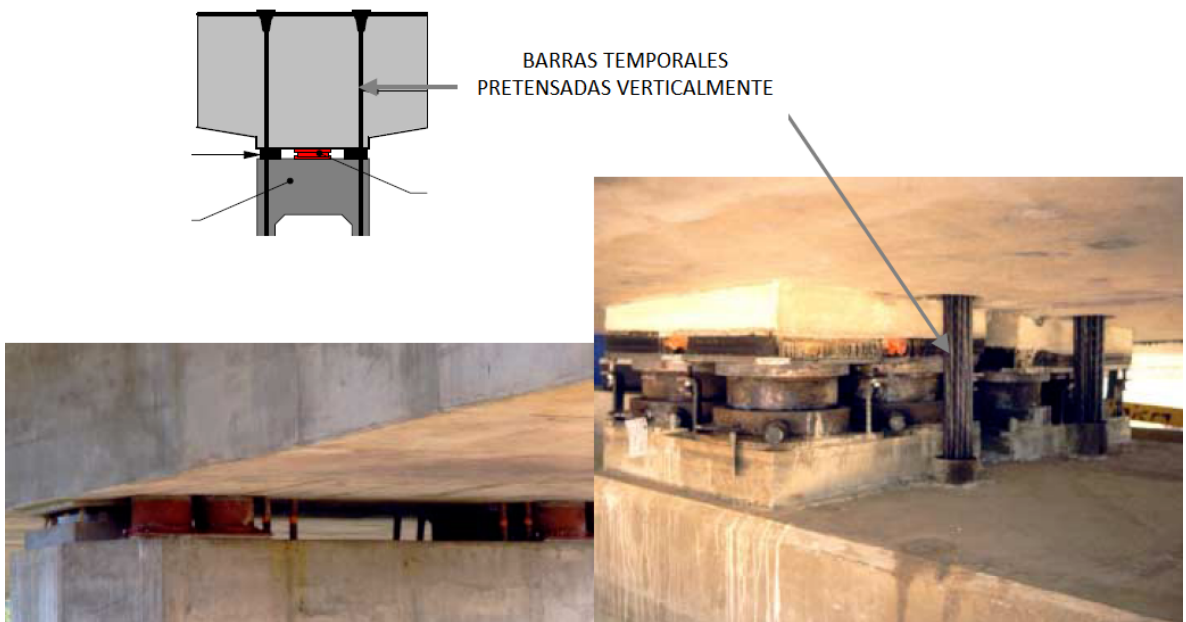
Los voladizos sucesivos balanceados, tanto fundidos en sitio como por dovelas prefabricadas, constituyen un sistema de doble ménsula, el cual genera un equilibrio de momentos. No obstante, al momento de construir, aparecen esfuerzos adicionales que provienen de las imprecisiones de la construcción (diferencia de peso de una ménsula con respecto a la otra), cargas de obra, el viento y eventualmente incidentes que pueden surgir en el curso de la construcción, que desestabilizan el sistema.

Algunos métodos de estabilización de voladizos son:

- *Barras temporales con pretensado vertical* (ver la Figura 3.25). En la parte superior de la sección de pila, deben ser anclados las barras a las placas de anclaje ubicadas en este mismo lugar. Los anclajes están ubicados dentro de cajas de concreto reforzado, debido a la densidad del cable; estas cajas son removidas después de que el esfuerzo ha sido liberado. Una resina de mortero es insertada entre el bloque de concreto y la dovela de pila, de manera que se garantiza la correcta transmisión de fuerzas entre estos elementos.

Figura 3.25. *Barras temporales de orientación vertical.*

(a) Barras Temporales pretensadas verticalmente



(b) Anclajes en la parte superior del segmento de pila y bloques de anclaje.

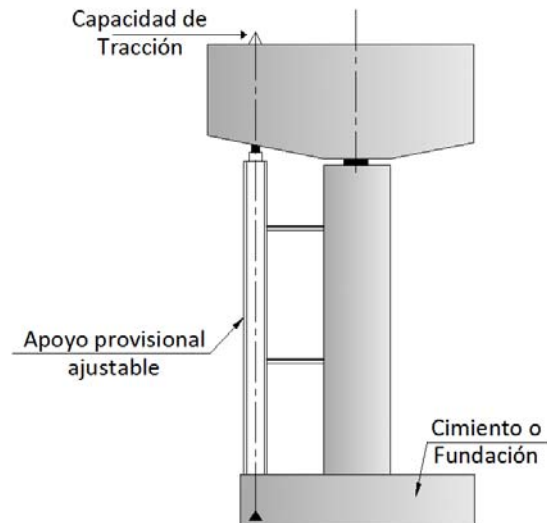


Fuente:

http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/pcbridges_cantilevermethode.pdf

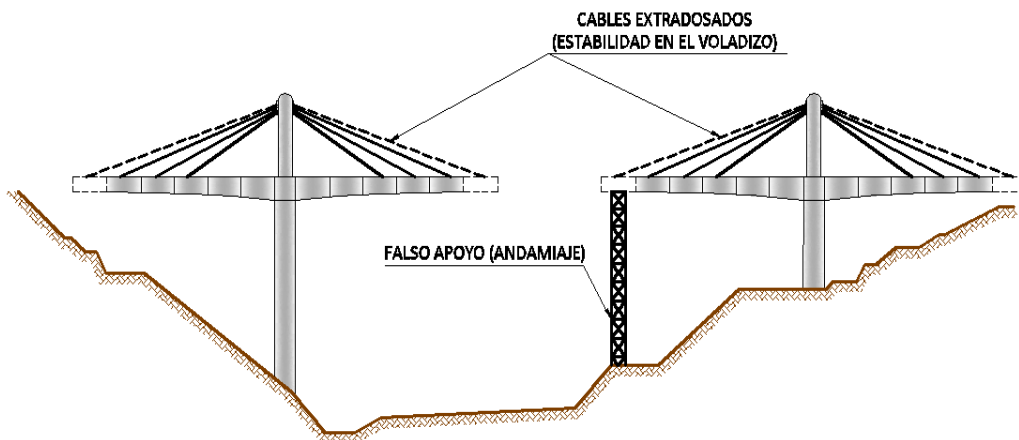
- *Apoyos provisionales ajustables* (ver Figura 3.26). estos apoyos se pueden ajustar mediante gatos hidráulicos. Es posible construir un voladizo enteramente sobre estos apoyos. Los gatos son inmovilizados una vez nivelada la dovela durante la construcción del voladizo. Por lo tanto, deben estar equipados con sistemas de bloqueo.

Figura 3.26. Apoyo provisional ajustable con gatos hidráulicos que se soporta sobre la fundación de la pila.



- *Cables extradados a la sección viga cajón* (ver Figura 3.27). Los cables de tirantes son la forma más efectiva de estabilizar los voladizos. En ocasiones se colocan falsos apoyos (andamiaje) para asegurar aun más el voladizo, pero ello dependerá de las características del obstáculo a superar.

Figura 3.27 Estabilidad mediante cables extradados a la sección viga cajón.

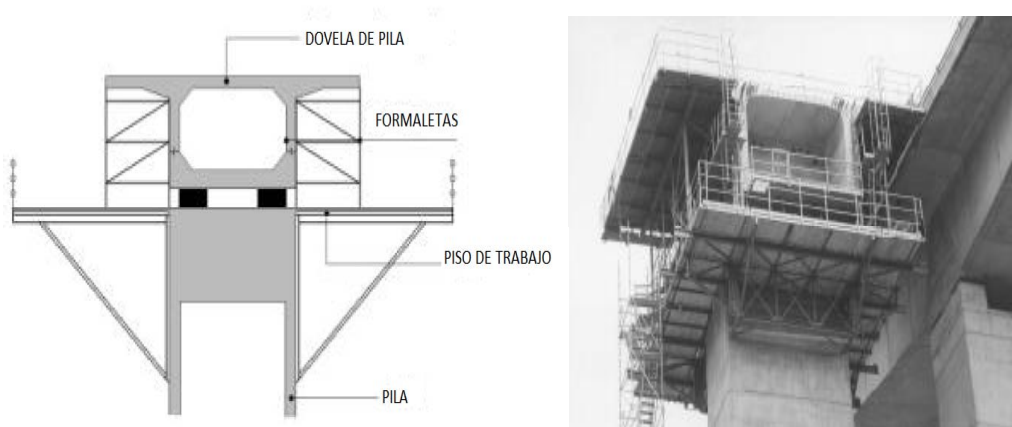


3.8 MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN DE VOLADIZOS SUCESIVOS BALANCEADOS (BALANCED CANTILEVER)

3.8.1 Construcción de voladizos fundidos en sitio. Este método es ideal para puentes de viga cajón de mediana a grandes luces donde no hay suficientes repeticiones de dovelas para justificar la construcción por dovelas prefabricadas, inferior a 350 dovelas⁴³.

La construcción empieza con la ejecución de una primera dovela usando una formaleta especialmente diseñada para esta parte del puente, empleando unas plataformas de trabajo a los lados de la pila (ver Figura 3.28).

Figura 3.28 Construcción de una típica dovela de pila.



Fuente: SETRA. *Prestressed Concrete Bridges built using the Cantilever Method.* Pág. 124-125.

⁴³ Service d'études techniques des routes et autoroutes -Sétra. *Prestressed Concrete Bridges built using the Cantilever Method.* Construction Technology. En: SETRA. (septiembre 2007). Pág. 124. Disponible en: < <http://www.setra.equipement.gouv.fr/In-English.html#reference> >

La dovela de pila es usualmente construida en dos partes: la primera incluye la losa inferior y las bases de las almas; y la segunda, el resto de la sección transversal y las vigas transversales sobre la pila. Un tiempo estimativo de terminación de una dovela de pila es de 6 a 10 semanas para una estructura tradicional, aunque se puede prolongar hasta 15 semanas para estructuras amplias y de grandes luces⁴⁴.

Luego, un par de carros de avance se encargan de empezar a dar forma de “doble ménsula o T” (voladizo balanceado) al puente (ver Figura 3.29). Al principio de la construcción puede ser necesario avanzar una o dos dovelas en una dirección con el carro antes de hacer lo mismo en la otra dirección para crear el espacio necesario para el montaje del segundo carro. Una vez montados los dos carros de avance la construcción progresará de forma prácticamente simétrica con respecto al eje de la pila.

⁴⁴ Service d'études techniques des routes et autoroutes -Sétra. Prestressed Concrete Bridges built using the Cantilever Method. Construction Technology. En: SETRA. (septiembre 2007). Pág. 124-125. Disponible en:
< <http://www.setra.equipement.gouv.fr/In-English.html#reference>>

Figura 3.29. Puente sobre el río Dee. Newport, Reino Unido de Gran Bretaña e Irlanda del Norte.



Fuente: BENAIM, Robert. *The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles.* Pág. 431.

3.8.1.1 Carros de avance. Los carros tradicionales son estructuras de acero que están apoyados en rieles que se colocan encima del concreto de la losa superior. En su parte delantera llevan barras de suspensión de las formaletas y plataformas de trabajo. En la parte trasera están anclados al concreto de la dovela ya terminada. Los carros deben permitir la introducción de contraflechas y poseer la suficiente rigidez como para evitar deformaciones y fisuras no deseables en las dovelas. Los carros autoportantes son estructuras con un molde rígido.

- Aunque hay una gran variedad de carros de avance tradicionales y estos están disponibles en el mercado, se suelen dividir en tres

grandes familias de acuerdo a la posición de sus vigas de soporte o vigas principales en el carro de avance ⁴⁵:

- ✓ Carro de avance con vigas situadas encima de la losa superior
- ✓ Carro de avance con vigas situadas a lo largo de las almas de la sección viga cajón.

✓ Carro de avance con vigas situadas por debajo de la losa inferior. En ocasiones el segundo y tercer grupo son llamados modelos de carro de avance “below-slab” o “por debajo de la losa”, en oposición al primer tipo que es llamado “above-slab” o “por encima de la losa”.

- Los elementos que conforman un carro de avance son los siguientes (ver Figura 3.30):

- ✓ **Vigas carril.** son las estructuras sobre las cuales se realiza el avance del carro por medio de gatos hidráulicos.
- ✓ **Vigas principales.** componen la estructura principal del carro y son las encargadas de soportar las solicitaciones transmitidas por los encofrados y transmitir las al tablero, donde deben estar debidamente ancladas. Dicha estructura es la que se desplaza sobre la viga carril y la que da movimiento a todo el conjunto.

⁴⁵ Service d'études techniques des routes et autoroutes -Sétra. Prestressed Concrete Bridges built using the Cantilever Method. Construction Technology. En: SETRA. (septiembre 2007). Pág. 125-126. Disponible en:
< <http://www.setra.equipement.gouv.fr/In-English.html#reference>>

- ✓ **Vigas celosía y cuelgues.** las vigas celosía están situadas en la parte superior de los rombos y son el puente de unión entre el conjunto superior y los distintos elementos suspendidos.

- ✓ **Encofrado.** lo conforman la formaleta exterior, la formaleta interior y la plataforma inferior.

- ✓ **Plataformas de trabajo.** son las diversas pasarelas que permiten el acceso a las zonas de trabajo, disponiendo de medidas de protección colectivas para el tránsito y desarrollo de los trabajos. Las plataformas frontales cuelgan de la nariz de la viga celosía delantera.

- ✓ **Contrapeso.** Es el que equilibra el carro cuando se desplaza. Pueden ser de lastre o cuba de agua. Este sistema ya casi no se usa en la actualidad, debido a que genera una carga innecesaria para el voladizo.

- ✓ **Anclajes.** Estos se agarran a la última dovela fundida para dar estabilidad al carro.

Figura 3.30 Esquema de un carro móvil tradicional con vigas principales situadas encima de la losa superior.



Fuente:

<http://www.dot.state.co.us/marooncreek/images/Pier2FormTraveler.jpg>

- A su vez, las formaletas comprenden las siguientes partes:
 - ✓ Plataforma de la formaleta para la losa inferior
 - ✓ Formaletas laterales para encofrar el ala y el lado exterior del alma.
 - ✓ Formaleta interior para formar el interior de la viga cajón. Generalmente puede avanzar independientemente del avance del carro mismo.

- ✓ Formaleta de la cara delantera de la viga cajón.

En la Figura 3.31 se puede apreciar el nuevo carro de avance de la empresa DOKA en Alemania que utiliza el sistema tradicional con vigas principales situadas en la parte superior del tablero.

Figura 3.31. Nuevo carro de avance de la empresa DOKA para dovelas en voladizo usadas en el puente Prosmky que recorre el río Elba, Alemania.



Fuente:

<http://www.doka.com/doka/es/whatsnew/news/pages/05604/index.php>

- Así mismo, algunas características principales que se deben considerar son las siguientes⁴⁶:
 - ✓ En el caso de vigas de altura variable, por lo tanto inercia variable, traen consigo cambios en el encofrado interior. El encofrado exterior no se afecta, pero es determinado por la altura máxima.
 - ✓ El espesor de la losa inferior influye en el encofrado interior.
 - ✓ En el caso de almas inclinadas y alturas variables, el ancho de la losa inferior varia, lo que influye en la plataforma de las formaletas del encofrado inferior.
 - ✓ El montaje de los carros se realiza teniendo en cuenta la capacidad de carga de la torre grúa existente en relación al peso de los elementos que constituyen el carro. Para ello, se realiza el premontaje en módulos o conjuntos a nivel de suelo para subirlos lo más completos posibles a su posición definitiva. Tanto el montaje como el desmontaje de los carros son operaciones muy complejas y deben planificarse con especial atención.
 - ✓ Los cables y anclajes de postensado pueden variar en número y posición de una cara de dovela a otra, esto influye en el encofrado de la cara delantera de la dovela.

⁴⁶ MONDORF. Puentes en Hormigón 2007. Cap. 8. Pág. 13. Universidad de Chile. Seminario: Diseño y Construcción de Puentes Disponible en: https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2007/2/C162Q/1/material_alumnos/

- ✓ La posición del carro determina la posición de la dovela que se va a ejecutar, con respecto a la ya fundida. Por esta razón el reglaje y la nivelación minuciosa de la inclinación del carro antes del hormigonado de una dovela ayudan a predecir la geometría del voladizo balanceado.
- ✓ El peso del carro más los encofrados se pueden suponer del orden de la mitad del peso de la dovela más pesada que se piensa construir con él, con la posibilidad de variación desde $1/3$ hasta $2/3$.
- ✓ Para poner en cota al carro, en una primera fase se hace mediante equipos hidráulicos verticales de grandes prestaciones para posteriormente realizarse los últimos ajustes con la torre grúa.

Una vez montado el carro de avance y andado al tablero, se lanzan las vigas carril sobre la dovela fundida hasta llevarlas a la posición donde deben anclarse nuevamente. Posteriormente se libera el carro de sus anclajes traseros y se desplaza sobre sus vigas hasta la siguiente posición de fundición, donde vuelve a ser fijado al tablero. Durante este movimiento el carro recorre las vigas carril con las formaletas abiertas, apoyado en el conjunto de ruedas delanteras y sujeto por las traseras, impidiendo de esta forma que el centro de gravedad avanzado del mismo provoque el volcamiento. Las formaletas interiores se desplazan a través de una viga carril propia, que se sitúa por debajo del tablero.

3.8.1.2 Colocación de los Cables⁴⁷. Cada cable se puede extender en más de una dovela (preferiblemente dos dovelas) que serán fundidas a tiempos distintos.

Los ductos que contendrán los cables se colocan vacíos en la formaleta antes de la fundición (Figura 3.32); debe tenerse especial cuidado en las conexiones entre ductos de dos dovelas vecinas.

Figura 3.32. Ductos vacíos en la cartela superior.



Fuente:

http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/pcbbridges_cantilevermethode.pdf

Los ductos vacíos serán atados al refuerzo pasivo. La calidad de los ductos debe ser suficiente para que mantengan su forma y trazado bajo el peso y la presión del concreto fresco.

⁴⁷ MONDORF. Puentes en Hormigón 2007. Cap. 8. Pág. 14. Universidad de Chile. Seminario: Diseño y Construcción de Puentes Disponible en: https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2007/2/C162Q/1/material_alumnos/

El acero pasivo viene pre-cortado y doblado; generalmente se ensambla en el mismo lugar de construcción para constituir la jaula de refuerzo.

El acero se introduce en los ductos después de fundida la dovela donde el cable va anclado. Actualmente existen maquinas ligeras que permiten sacar el torón desde la bobina y empujarlo, uno por uno, dentro del ducto constituyendo así el numero de torones que requiere cada cable.

3.8.1.3 Construcción del tablero. Los segmentos de dovelas están, normalmente, entre 3.5m y 5 m de longitud. Una aproximación a un programa de construcción es asumir que el primer par de segmentos se funden en 4 semanas, el segundo par en 3 semanas, el tercero y cuarto par en 2 semanas y una semana para un par posterior. Un ritmo semanal así descrito tiene la ventaja de que el concreto puede ser curado el fin de semana. Sin embargo, estos avances en la construcción no es lo mejor, ya que a veces la economía de este paso constructivo depende del número de carros de avance para completar un puente dentro de un programa determinado. En algunas ocasiones aumentar el ritmo de construcción de dovelas permite el uso de menos carros de avance.

La construcción puede ser acelerada prefabricando la jaula de acero de refuerzo en un conjunto o en partes. Si esta opción es adoptada, es una ventaja usar carros de avance “below-slab”, permitiendo que la jaula pueda ser levantada con libertad⁴⁸.

⁴⁸ BENAIM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Cast-in-situ balanced cantilever construction. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 432.

Los cables pretensados suelen tensarse cada dos dovelas fundidas. Cuando se ha alcanzado un ritmo los cables suelen tensarse tan pronto como el concreto alcance un esfuerzo de 25MPa⁴⁹.

Según las condiciones de acceso a la pila, el concreto se trae a la dovela por camión mezclador, cinta, bomba o cualquier otro medio tradicional disponible.

El concreto se introduce en las formaletas mediante depósito directo en las losas y mediante tubos chimenea desde arriba en las almas.

La dovela generalmente se funde en una operación casi continua, empezando por la losa inferior, siguiendo por las almas y terminando por la losa superior. Entre losa inferior y alma habrá una ligera interrupción esperando el fraguado del concreto debajo de las almas para permitir el vertido en las almas sin riesgo de junta fría ni boíl- up del concreto fresco.

En cada fase de la fundición, sea losa inferior, almas o losa superior, se procede desde el borde delantero hacia la cara de la dovela anterior a fin de reducir la tendencia al agrietamiento del hormigón joven bajo el aumento del peso soportado por el carro.

La losa inferior puede ser de gran espesor, lo que lleva a que sea sensible al aumento de temperatura por el calor de fraguado del hormigón. Puede haber necesidad de enfriamiento artificial⁵⁰.

⁴⁹ BENAÏM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Cast-in-situ balanced cantilever construction. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 432.

- ✓ **Segmentos o dovelas desviadas**⁵¹. Existen segmentos o dovelas desviadas cuando el puente presenta una curva. En la gran mayoría de puentes estas dovelas son construidos en dos fases: una sección estándar que es construida usando el carro de avance como si fuera un segmento recto; la viga inferior y las vigas desviadoras son construidas con formaletas de madera con el concreto introducido a través de aperturas dejadas en la parte superior de la losa directamente sobre las vigas. Con este método las barras de refuerzo en espera de su inserción dentro de las vigas deben ser dobladas y desdobladas, requiriendo usar acero ADX, a fin de permitir al núcleo interno del carro de avance deslizarse fácilmente. Sin embargo, cada vez es más común usar acopladores mecánicos en el cruce entre las almas y las vigas desviadoras. Ahora también es posible usar refuerzo de acero e alta resistencia el cual es capaz de resistir ciclos de flexión y no flexión sin pérdida de fuerza.

- ✓ **Dovela de cierre**⁵². Normalmente son construidos en una sola fase, usando un carro de avance, de los mismos que se usan para los segmentos o dovelas de voladizo (ver Figura 3.33).

⁵⁰ MONDORF. Puentes en Hormigón 2007. Cap. 8. Pág. 15. Universidad de Chile. Seminario: Diseño y Construcción de Puentes Disponible en:

https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2007/2/CI62Q/1/material_alumnos/

⁵¹ Service d'études techniques des routes et autoroutes -Sétra. Prestressed Concrete Bridges built using the Cantilever Method. Construction Technology. En: SETRA. (septiembre 2007). Pág. 132. Disponible en:

< <http://www.setra.equipement.gouv.fr/In-English.html#reference> >

⁵² Ibid., Pág. 133.

Figura 3.33. Dovela de cierre para el puente Confusion Hill Realignment, California, USA.



Fuente: <http://www.dot.ca.gov/dist1/d1pubinfo/press/08-142-photos.htm>

La práctica más común es utilizar un carro de avance estándar para la construcción de la dovela de cierre. Sin embargo, esto no ocurre sistemáticamente, y en ocasiones (dependiendo del proyecto), los contratistas prefieren construir equipos especiales para estas dovelas, lo cual permite retirar los carros de avance lo más pronto posible.

Durante la construcción de estas dovelas o segmentos, los equipos de formateado son posicionados sobre soportes simples en ambos extremos del voladizo porque entonces no sería lo suficientemente fuerte como para soportar los efectos térmicos que pudieran desarrollarse en el pequeño espacio entre voladizos. Si el equipo de formateado es especialmente

construido, estas condiciones de soporte no tendrían problemas, pero si uno de los carros de avance son rehusados, precauciones especiales deben ser tomadas ya que en la mayoría de las herramientas de estos equipos están diseñadas para operar en una posición ya denominada.

En ocasiones es importante que los equipos de formateado estén equipados con sistemas diseñados para prevenir ciertos movimientos en el voladizo, especialmente las rotaciones alrededor del eje de las pilas debido a los efectos del viento. Normalmente, estos sistemas consisten de vigas longitudinales fijas al voladizo de la última dovela.

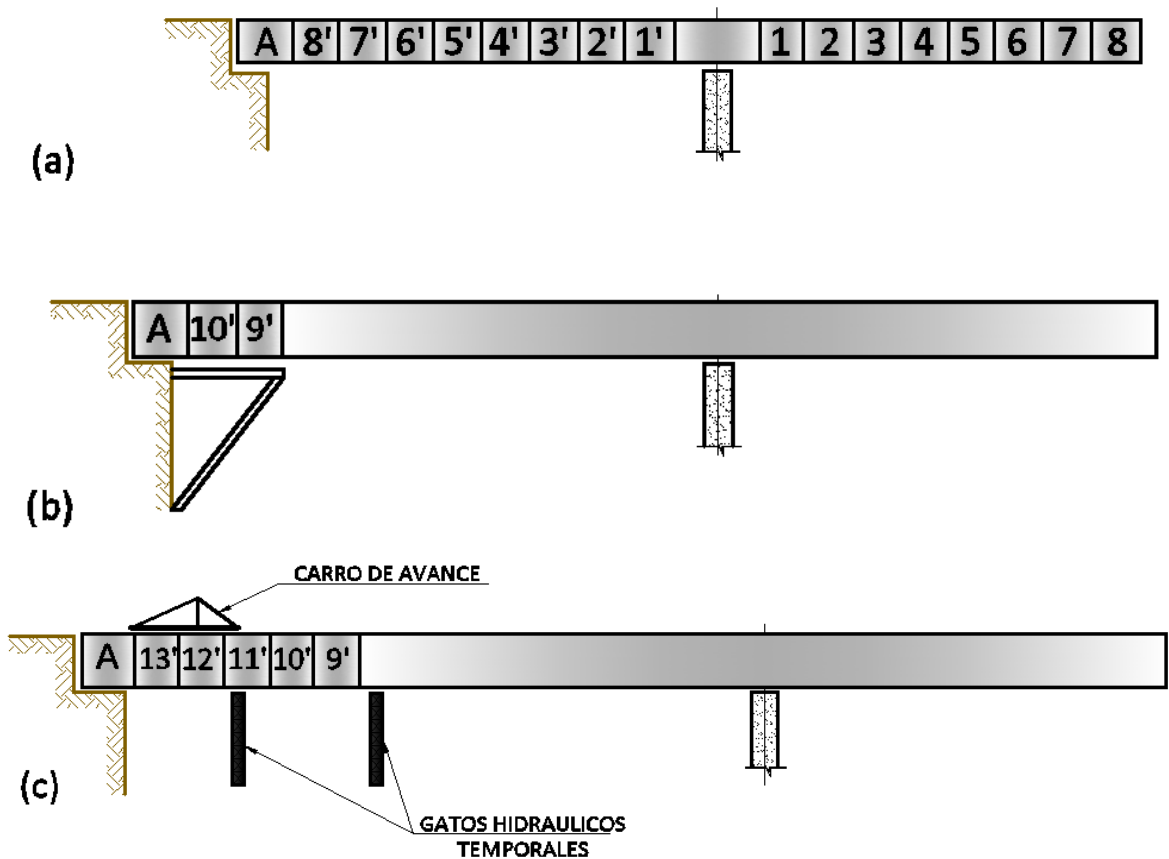
El momento de fundir el elemento de cierre debe ser escogido con cuidado. Es importante prevenir el desarrollo de los efectos termales entre las secciones de concreto, el momento en el que la luz se vuelve continua y el esfuerzo de los primeros tendones continuos. Por eso es aconsejable tomar el tiempo en el que cae la tarde y llega la noche durante periodos muy luminosos. Se requieren de dos a tres días para la dovela de cierre, aunque este tiempo dependerá del proyecto.

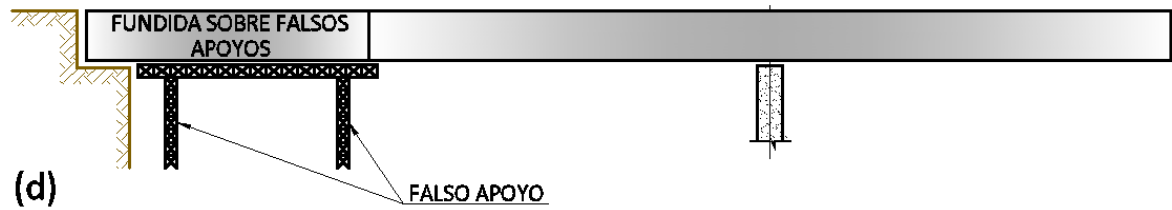
- ✓ **Dovelas finales (parte final de la luz)**⁵³. Existen cuatro maneras que, según las condiciones del proyecto, se optará por la mejor:
1. El segmento o dovela puede ser fundido en el estribo sobre formaletas soportadas por el mismo, ver Figura 3.34 (a)
 2. Para hacer más largo la luz final se usan falsos apoyos, ver Figura 3.34 (b). La estabilidad de los falsos apoyos debe estar diseñada para resistir los efectos de la dovela fuera de balance. Si el final de la luz necesita ser más largo, los falsos apoyos pueden ser lanzados hacia adelante del estribo fundido.
 3. También es posible construir el final de la luz usando un carro de avance. Una vez el punto de equilibrio con la luz principal se ha alcanzado, un “apoyo provisional ajustable con gato hidráulico” es instalado y el carro de avance continúa la construcción, ver Figura 3.34 (c). Generalmente dos o tres dovelas pueden ser construidas antes de necesitar apoyo provisional. Si el terreno sufre de asentamientos, los gatos deben estar equipados con sistemas de nivelación. Aunque es una forma económica de construir luces finales largas, frecuentemente no es tomada esta opción ya que el carro de avance es a veces necesitado en algún otro lugar del puente.

⁵³ BENAIM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Cast-in-situ balanced cantilever construction. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 435-436.

- Una forma de construir una substancial longitud al final de la luz es usando un independiente falso apoyo cimentado, ver Figura 3.34 (d). Con el fin de controlar los asentamientos con relación al estribo, estos falsos apoyos consisten de vigas que descansan sobre unas torres equipadas con gatos para la nivelación. Tiene la ventaja de que, cuando la programación es exigente, una gran parte del tablero puede ser construida fuera de la ruta critica, usando recursos adicionales a los del método de voladizos sucesivos.

Figura 3.34. Construcción de las dovelas en la parte final de la luz (extremos del puente)





3.8.1.4 Fases de construcción⁵⁴. En forma muy general, la ejecución de dovela comprende las fases siguientes:

- ✓ Avance del carro.
- ✓ Ajuste y limpieza de las formaletas inferiores, exteriores, y de extremidad.
- ✓ Colocación de refuerzo, ductos, anclajes y demás en losa inferior y almas.
- ✓ Avance, limpieza y ajuste del encofrado interior.
- ✓ Colocación de refuerzo e insertos en losa superior.
- ✓ Ajuste del carro averiguando la geometría de la ménsula.
- ✓ Hormigonado de la dovela.

⁵⁴ MONDORF. Puentes en Hormigón 2007. Cap. 8. Pág. 15. Universidad de Chile. Seminario: Diseño y Construcción de Puentes Disponible en: https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2007/2/C162Q/1/material_alumnos/

- ✓ Fraguado y curado. Retiro de las formaletas ligeramente.
- ✓ Enfilado de cables de post-tensado.
- ✓ Inspección de la resistencia necesaria para el tensado de los cables, tomando muestras para pruebas en el laboratorio.
- ✓ Tensado de cables anclados en la dovela. Control de geometría.
- ✓ Preparación del carro para su avance.

Según el tamaño y las características del puente considerado puede haber ligeras modificaciones en el programa de ejecución de la dovela.

3.8.1.5 Control geométrico⁵⁵. La construcción de los voladizos conlleva resumidamente a fundir concreto, tesar cables de las dovelas y mover el carro de avance a su próxima posición. Todas estas acciones crean en la ménsula deflexiones, las cuales se componen de traslación de la dovela y rotación de la sección extrema de la ménsula. Traslación y rotación, son en otras palabras la “geometría de los voladizos en ménsula”.

Durante la construcción del puente, su análisis se rige en un sistema isostático, las deflexiones se pueden calcular tomando en cuenta todos los pasos de aplicación de cargas y los módulos de elasticidad del

⁵⁵ MONDORF. Puentes en Hormigón 2007. Cap. 8. Pág. 17-19. Universidad de Chile. Seminario: Diseño y Construcción de Puentes Disponible en: https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2007/2/C162Q/1/material_alumnos/

concreto a las distintas edades de las dovelas. Lo complicado es determinar el módulo del concreto ya que cada dovela tiene módulos diferentes.

Existen expresiones matemáticas que permiten determinar el módulo y su evolución en el tiempo en función de una serie de parámetros tales como la resistencia y composición del hormigón, su humedad, etc.; desafortunadamente, los parámetros no siempre son fáciles de determinar.

Una vez calculadas las deflexiones, estas son teóricas y deben ser comparadas con las medidas en la obra; sin embargo, existirán diferencias debidas a:

- ✓ Temperaturas existentes en la obra (sol, calor de fraguado, etc.)
- ✓ Diferentes humedades en la estructura.
- ✓ El comportamiento de la cimentación.
- ✓ El efecto de cargas de construcción.

Actualmente los proyectistas de una obra establecen una “curva de hormigonado” suponiendo cierta cantidad del concreto, lo que corresponde a cierto modulo del hormigón y su evolución con el tiempo. Para establecer dicha curva el proyectista se sirve de un programa de cálculo que considera las deformaciones diferidas del concreto.

A la hora de ir a tomar las medidas de las deflexiones, es importante tomarse en condiciones optimas, es decir en la madrugada a una hora determinada y en condiciones uniformes, para evitar errores en la medición.

Durante la ejecución del primer tercio de dovelas de una ménsula, esta es muy rígida y las medidas sirven únicamente para evitar errores grandes.

Ya durante la ejecución del segundo tercio de dovelas, la ménsula no es tan rígida y se permiten ver mejor la relación entre los valores calculados y los valores teóricos e identificar las distintas diferencias. Durante esta fase se puede determinar ajustes a las deflexiones calculadas.

A lo largo de la ejecución del tercer tercio de dovelas, la ménsula es relativamente flexible; en esta fase se debe medir y comparar con minuciosidad y entrar las correcciones determinadas durante la fase anterior.

3.8.2 Construcción de voladizos mediante dovelas prefabricadas.

Es la técnica mas empleada en construcción de puentes segmentados que cubren grandes longitudes, con luces generalmente entre los 25 y 150m o mayores, dependiendo de las condiciones del sitio, su accesibilidad, disponibilidad de recursos entre otros factores. Puede adaptarse fácilmente al alineamiento del tablero así como a sus variaciones en altura. El límite superior de la luz, es generalmente impuesto por el peso de los segmentos más altos y el costo de la fundición⁵⁶.

Un tablero típico consiste de segmentos de pila (segmentos especiales) y un número determinado de segmentos de luz (segmentos estándar),

⁵⁶ BENAÏM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Precast segmental balanced cantilever construction. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 439.

que por lo general son ubicados simétricamente sobre cada pila mediante voladizos balanceados, realizando el cierre en el centro de luz mediante un elemento fundido en sitio de hasta uno o dos metros de longitud; lo suficiente para realizar su montaje y acomodar los equipos de postensado.

Una de las principales diferencias con respecto a la construcción en sitio, es que los segmentos cuando van a ser ensamblados ya tienen varias semanas de haber sido fundidos, lo cual reduce los cambios en momentos flectores debido a la fluencia. Generalmente el coeficiente de fluencia para el concreto de un tablero fundido en sitio está entre dos y tres, para un tablero prefabricado es cercano a uno. Aunque debe calcularse para cada caso particular⁵⁷. A excepción de puentes con luces muy grandes, los efectos de fluencia en la geometría de la construcción son virtualmente insignificantes debido a la velocidad de construcción que se maneja en tableros prefabricados; en algunos casos hasta seis segmentos por día en el caso de puentes pretensados de viga cajón y en menor proporción cuando se trata de puentes atirantados y extradados debido al tiempo demandado en la colocación de los tirantes.

El empleo de elementos prefabricados trae consigo diversas y considerables ventajas con respecto a la fundición en sitio tales como:

⁵⁷ BENAÏM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Precast segmental balanced cantilever construction. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 439.

- ✓ El concreto alcanza un alto porcentaje de contracción antes del ensamble de las dovelas, lo cual se refleja en un menor acortamiento del tablero, permitiendo a su vez, disponer de juntas de expansión mas separadas y poner longitudes más largas de tablero.
- ✓ Los esfuerzos térmicos tempranos son virtualmente eliminados en la fase de prefabricación, dando como resultando dovelas libres de grietas.
- ✓ Los segmentos (dovelas) se fabrican en un lugar distinto del puente, permitiendo fabricar simultáneamente su fabricación con la construcción de otros elementos del puente como cimentaciones, pilas, estribos, torres entre otros, con su consiguiente reducción en el tiempo de ejecución de la obra.
- ✓ Se puede disponer de mayor espacio de fabricación, pues incluso se pueden utilizar varias plantas de prefabricación, ventaja especial si en la obra el espacio es reducido.
- ✓ Se utilizan concretos de mayor resistencia y de mejores prestaciones, lo cual permite disminuir hasta cierto punto las dimensiones de la sección requerida y con ello el peso del elemento y por tanto las magnitudes de los medios de transporte y demás montajes necesarios para la construcción del puente. Así mismo, la quitada de la formaleta en edades tempranas de las dovelas, para la reutilización de la formaleta y reducir el ciclo temporal de fabricación, requiere suficiente resistencia a esas

edades y más aún tratándose de elementos pretensados, lo cual exige el uso de concretos de alta resistencia final.

- ✓ La tasa de erección es normalmente de 10 a 15 veces superior que la conseguida mediante la fundición en sitio. El tiempo necesario para la colocación de las jaulas de refuerzo y principalmente, el tiempo de espera para el curado del concreto es eliminado de la ruta crítica en la programación del proyecto⁵⁸.

Algunas desventajas son las siguientes:

- ✓ Se requieren grandes medios de transporte y montaje con sus correspondientes accesos y plataformas de trabajo en la obra, los cuales implican un costo elevado. Aunque la presencia de agua, como en el caso de ríos, mares y lagos puede facilitar las operaciones de transporte y posterior montaje.
- ✓ Las uniones entre elementos o entre éstos y demás partes de la estructura pueden resultar muy complicadas, en especial si se trata de estructuras hiperestáticas.
- ✓ Los costos en general con relación a la fundición en sitio, suelen ser más elevados debido a la necesidad de contar con una o más plantas de prefabricación, el uso de grandes grúas, vehículos de transporte de alta capacidad y demás según las condiciones de cada proyecto. Por tanto se recomienda

⁵⁸ CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. Bridge Engineering Handbook. Segmental Concrete Bridge. Boca Raton: Editorial CRC Press, 2000. Cap. 11.2.4 Precast Balanced Cantilever Bridges.

implementar elementos prefabricados para puentes que cubran grandes longitudes, en donde el número de secciones a prefabricar sea considerable.

3.8.2.1 Planta de prefabricación de segmentos (Casting Yard). La planta de prefabricación, es el sitio donde se construyen y almacenan los diferentes segmentos que conforman la estructura. El área de la planta está dada principalmente por la magnitud de la obra (dimensiones y número máximo de dovelas almacenadas antes de iniciar el izaje y armado del tablero) y generalmente suele tener un valor cercano a las dos Hectáreas⁵⁹. Su ubicación se recomienda lo más cercana posible al sitio de la obra, con el fin de economizar en costos de transporte, aunque también puede situarse a varios kilómetros de distancia, dependiendo de la disponibilidad de área, facilidad de acceso, condiciones climáticas, cercanía a fuentes de insumos etc. La planta suele dividirse en dos áreas principales, una para la construcción de los segmentos y la otra para su respectivo almacenamiento.

Dependiendo del número de segmentos a construir, pueden existir entre tres y varias decenas de unidades de fundición en total. Algunas de ellas especializadas en los segmentos de pilas y estribos y los otros para segmentos estándar. En la Figura 3.35 se observa una vista aérea de la planta de prefabricados empleada en el Puente I-35 en Estados Unidos.

⁵⁹ Service d'études techniques des routes et autoroutes -Sétra. Prestressed Concrete Bridges built using the Cantilever Method. Design and verification of longitudinal cabling. En: SETRA. (septiembre 2007). Pág. 139. Disponible en: < <http://www.setra.equipement.gouv.fr/In-English.html#reference>>

Figura 3.35. Planta de prefabricación de segmentos (Casting's Yard).



Fuente:

<http://projects.dot.state.mn.us/35wbridge/constructionPhotosArchive.htm>

- **Almacenamiento y transporte de las dovelas.** Luego de ser fundidos, curados y realizar el respectivo desformaletado de las dovelas, se transportan por grandes grúas móviles, desde las unidades de prefabricación a su área de almacenamiento, para finalmente ser transportadas al sitio de erección mediante el mecanismo de transporte implementado acorde a las dimensiones y pesos de las dovelas, como barcazas si el puente cruza una zona navegable y Semi-Trailer Cama Baja principalmente (ver Figuras 3.36). Por lo general, las dovelas son almacenadas en la planta de prefabricación por un periodo de uno a tres meses o más dependiendo del sistema de izaje y velocidad de erección del tablero, permitiendo con ello, que las dovelas tengan un alto grado de resistencia al momento de ser ensambladas. Comúnmente, las dovelas se almacenan en filas de un solo nivel, aunque si es preciso y luego de una verificación

de las mismas, se pueden almacenar en dos y hasta tres niveles como lo muestra la Figura 3.37.

Figura 3.36. *Sistemas de transporte de dovelas. (a) Mediante Semi-Trailer cama aja y (b) Mediante barcazas (Barcaza empleado para el Puente I-35)*



(a)

(b)

Fuente:

<http://projects.dot.state.mn.us/35wbridge/constructionPhotosArchive.htm>

Figura 3.37. *Almacenamiento de dovelas. (a) Dovelas almacenadas en un solo nivel y (b) Dovelas almacenadas en dos niveles.*



(a)

(b)

Fuente Figura 3.36 (a):

<http://projects.dot.state.mn.us/35wbridge/constructionPhotosArchive.htm>

Fuente Figura 3.37 (b): <http://www.ywlggroup.com/a02.pdf>

- **Secuencia de funcionamiento de una planta típica de prefabricación.** La secuencia de una planta está condicionada a factores propios de cada proyecto, como la magnitud del mismo (cantidad de segmentos requeridos), método de prefabricación adoptado (Método de Dovelas en Mesa Larga ó Método de Dovelas en Molde Fijo), espacio disponible, número de plantas a implementar entre otros. Jorge A. Capote⁶⁰, simplifica la secuencia de funcionamiento para una planta típica en las siguientes tres fases:

- ✓ **Fase Previa**

- i. Elaboración de hormigón
- ii. Elaboración de la jaula de refuerzo

- ✓ **Fase de Producción**

- i. Transporte interno
- ii. Preparación de la formaleta o molde
- iii. Vaciado y compactación del concreto
- iv. Proceso de curado

- ✓ **Fase Final**

- i. Desformaletado
- ii. Tratamiento de la superficie y acabados

⁶⁰ APUNTES DE CLASE de Jorge A. Capote Abreu, Profesor de la asignatura "TECNOLOGIA DE LA PREFABRICACION EN CONSTRUCCION" de la Universidad de Cantabria. Cantabria, España. Disponible en: <http://grupos.unican.es/gidai/03%20-%20PLANTAS%20DE%20PREFAB.pdf>

iii. Transporte interno y almacenamientos de los segmentos

- **Programa de construcción para tableros de dovelas prefabricadas.** Cuando se proyecta construir el tablero de un puente mediante dovelas prefabricadas, en la programación de la construcción del mismo, debe considerarse la diferencia entre la tasa de producción de dovelas y la tasa o velocidad de erección, en función de los equipos y tecnologías empleadas (unidades de fundición, equipos de izajes etc). Benaim⁶¹, establece que generalmente, una célula o unidad de fundición (Casting Cell) produce cinco segmentos por semana, mientras que una grúa-pórtico (Gantry) puede erigir cerca de 20 segmentos por semana. Por otra parte, una unidad de fundición toma cerca de cinco meses en ser diseñada y construida, mientras que una grúa-pórtico normalmente tarda 15 meses. Por tanto, el número de unidades de fundición requeridas deben calcularse de modo tal que la última dovela sea producida unas cuatro semanas antes de ser erigida.

Benaim resume las anteriores consideraciones mediante el siguiente ejemplo: Considere un tablero de 600 dovelas prefabricadas. La grúa-pórtico erigirá su primera dovela en el mes 15 y en los meses siguientes erigirá las dovelas a razón de 85 por mes, culminando la última en el mes 22. En consecuencia

⁶¹ BENAİM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Precast segmental balanced cantilever construction. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 459.

debería esperarse que la primera dovela sea producida al final del mes cinco. A partir de este mes y antes que la grúa-pórtico sea culminada y entre en funcionamiento, la planta de prefabricación dispondrá de 10 meses y produciendo dovelas a una tasa de 37.5 por mes u 8.7 por semana implementando dos unidades de fundición, tiempo en el cual la planta deberá disponer del área suficiente para almacenar 375 dovelas, convirtiéndose en un factor determinante en el diseño de la planta. Bajo estas condiciones, la planta tardará cerca de 16 meses en producir las 600 dovelas⁶².

3.8.2.2 Tipos de dovelas y métodos de prefabricación. Se le denomina dovelas al conjunto de segmentos que constituyen el tablero de un puente y se pueden clasificar en:

- ✓ *Dovelas estándar o típicas:* Constituyen la gran mayoría de segmentos y se pueden considerar como un trozo de tablero delimitado por dos cortes perpendiculares al eje de la obra.
- ✓ *Dovelas especiales:* Comprenden las dovelas sobre pila, dovelas sobre estribo, dovelas con articulación, dovelas desviadoras de cables externos etc. Contienen diafragmas, nervios desviadores de cables u otros que les incrementa el peso; por tanto, algunas suelen ser más cortas que las dovelas estándar con el fin de mantener su peso dentro del rango límite acorde a los medios de transporte e izaje dispuestos en la obra.

⁶² BENAİM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Precast segmental balanced cantilever construction. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 459.

El tamaño y peso de una dovela, está limitado principalmente por la capacidad de transporte y equipos de erección con los que se cuente. En la mayoría de los casos, el peso de una dovela oscila normalmente entre 40 y 80 toneladas; las dovelas en puentes de grandes luces con pesos por encima de las 250 toneladas resultan antieconómicas⁶³.

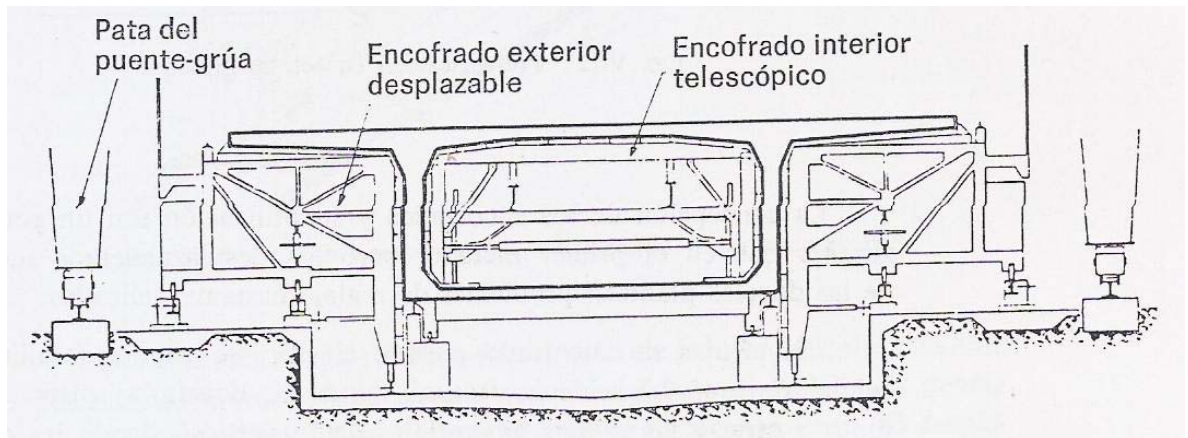
A partir del año 1960 en donde J. Muller introduce segmentos prefabricados en el tablero de un puente (ver Sección 3.1), y desde entonces, básicamente se han desarrollado dos métodos de prefabricación de dovelas: Método de Prefabricación de Dovelas en Mesa Larga (Long Line Method) y el Método de Prefabricación de Dovelas en Molde Fijo (Short Line Method), los cuales se describen a continuación. El segundo método será definido con mayor detalle, dado que, actualmente es el método más usado y recomendado.

- **Método de prefabricación de dovelas en mesa larga (Long Line Method).** Este método de prefabricación puede ser usado en tableros rectos o con curvatura constante en toda su longitud y consiste en fundir las dovelas sobre una superficie de concreto (mesa larga), la cual tendrá una longitud igual a la luz en construcción o de un doble voladizo dependiendo del método de erección adoptado (luz a luz, y voladizos balanceados con elemento de cierre fundido en sitio respectivamente). La mesa larga consistirá de una losa de concreto, cuyo ancho será igual al ancho de la losa inferior de la viga cajón, sirviendo como encofrado de fondo para las dovelas (ver Figura 3.3). En la parte

⁶³ CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. Bridge Engineering Handbook. Segmental Concrete Bridge. Boca Raton: Editorial CRC Press, 2000. Cap. 11.2.4 Precast Balanced Cantilever Bridges.

baja de la losa se pueden adaptar rieles para facilitar el avance de las formaletas (ver Figura 3.38). La mesa Larga representa el alineamiento final del tablero del puente, lo cual hace necesario que se consideren las contraflechas necesarias para compensar las deflexiones debidas a cargas muertas y postensado del tablero⁶⁴.

Figura 3.38. Formaleta deslizante empleada en el método de prefabricación por mesa larga.



Fuente: Fuente: MATHIVAT, Jacques. *Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos*. Pág. 267.

Las dovelas se funden sucesivamente contra la que le precede en obra mediante una formaleta móvil, logrando una junta con el mayor grado de perfección en su forma al momento de erigir las dovelas. Con el fin de evitar la adherencia entre las dovelas que pueda dificultar su posterior izaje y que la presión del concreto fresco pueda agrietar o romper la cara en contacto de la dovela

⁶⁴ BENAIM, R. *The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Counter-cast technology for box section decks*. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 387.

adyacente, se aplica un aislante a la cara endurecida de la dovela antes de fundir la siguiente. La longitud de los segmentos está dada principalmente por la capacidad de izaje disponible (tipo de grúa con que se cuente), pero normalmente está entre tres y cinco metros.

Se requiere que la cama larga sea cimentada muy rígidamente, para con ello, mantener dentro de los límites tolerables la distorsión del alineamiento vertical de la luz, generada por la deflexión de la cama bajo la acción de su peso sumado al de las dovelas que soporta. Las dovelas deben ser removidas cuidadosamente evitando dañar las caras de acople (llaves de cortante principalmente).

La formaleta empleada, en general consta de las siguientes partes:

- ✓ *Formaletas laterales:* Sirven para dar forma a los lados exteriores del alma y el ala. Generalmente son de acero, ajustables y montados en rieles sobre la losa de la mesa, permitiéndole avanzar de una posición de fundición a la siguiente.

- ✓ *Formaleta interior:* Generalmente de acero, montada sobre un carro que le permita circular a través de la formaleta de extremo, de modo tal, que deje libre el acceso al espacio interior de la dovela desde arriba, permitiendo así la utilización de jaulas de refuerzo previamente armadas.

- ✓ *Formaleta de extremo*: También llamada “La Máscara” y puede ser metálica o de madera, que sirve para dar forma a la cara del extremo delantero de la dovela; puede tener agujeros para las posiciones de las vainas o ductos en caso de utilizar cables de postensado internos.

Cuando el método de erección empleado es el de voladizos balanceados, la planta puede economizar espacio y costos mediante una cama larga de longitud igual a la mitad de la luz a prefabricar. De este modo la dovela de pila se funde primero y al finalizar las demás dovelas hasta llegar a la mitad de la luz, éstas son removidas y llevadas a la zona de almacenamiento, luego se rota 180° la dovela de pila y se usa como el origen de la otra mitad de luz, completando de este modo el par de voladizos balanceados⁶⁵.

Aunque el método de prefabricación de dovelas en mesa larga es relativamente simple de implementar, hoy en día es raramente usado. Una adecuada cimentación de la mesa puede resultar costosa, en especial si se requieren pilotes. Por otro lado la tasa de fundición no es muy alta. No obstante, su uso no se descarta y podría implementarse en la construcción de puentes pequeños.

- **Método de prefabricación de dovelas en molde fijo (Short Line Method)**. Es el método de prefabricación más usado hoy en día en la construcción de tableros para puentes. Puede emplearse para cualquier forma y alineamiento del tablero. Este

⁶⁵ BENAIM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Counter-cast technology for box section decks. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 387.

método consiste en fabricar dovelas en una posición fija mediante un molde metálico llamado “célula de prefabricación”, la cual puede ajustarse para la fabricación de los diferentes tipos de dovelas de un puente con geometrías relativamente complejas, dovelas con canto constante o variable, con almas verticales o inclinadas, tableros con curva horizontal y/o vertical, con pendiente longitudinal y/o transversal.

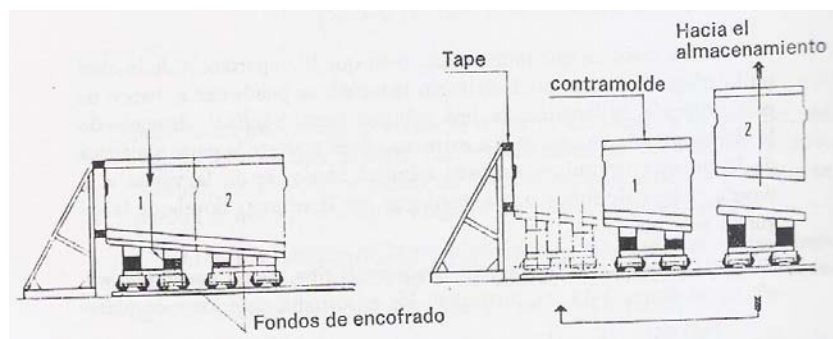
El éxito de este método radica en realizar un exhaustivo análisis y control de la geometría tanto en planta como en la erección de las dovelas, puesto que un error en la fundición sólo se hará claramente perceptible al momento de iniciar la erección del tablero, dado que, las tolerancias están en el orden de fracción de milímetro. Por lo general en este punto ya se habrán elaborado un gran número de dovelas y realizar la corrección involucraría procesos adicionales de alto consumo de tiempo y recursos, derivando por lo general en reemplazar las dovelas defectuosas fundiendo nuevas dovelas de reemplazo, lo cual se traduciría en un considerable incremento en los costos y tiempos programados inicialmente.

La construcción de dovelas prefabricadas por el método de molde fijo, requiere por lo menos de una compleja célula de prefabricación, capacidad de almacenamiento para un gran número de dovelas y medios de izaje de alta capacidad para levantar el peso de las dovelas tanto en la planta como en el frente de obra. El sistema puede implementarse tanto horizontalmente como verticalmente, aunque este último requiere un espacio mínimo en la planta con respecto al sistema horizontal, es menos utilizado ya que requiere un proceso

adicional de volteo de las dovelas, el cual puede resultar complejo si se tienen dovelas de grandes dimensiones. Si el tablero se erige con grúas de alta capacidad, este método normalmente resulta económico para 250 dovelas o más, traduciéndose en una longitud de tablero entre los 750 y 1000m⁶⁶.

- ✓ **Funcionamiento del método y control geométrico en la planta.** El método consiste en dividir el tablero en segmentos o dovelas, con longitudes entre los tres y cinco metros de longitud. Las dovelas son fabricadas en células o unidades de fundición entre un molde fijo en un extremo o tape (fixed stop-end) y la dovela fundida anteriormente, la cual se denomina “dovela de contra molde” (stop-end segment), como lo ilustra la Figura 3.39.

Figura 3.39. Vista longitudinal del método de prefabricación de dovelas por molde fijo.



Fuente: Fuente: MATHIVAT, Jacques. *Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos*. Pág. 268.

⁶⁶ BENAÏM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Counter-cast technology for box section decks. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 388.

La posición relativa de dos dovelas adyacentes en el tablero finalizado es calculada en función del alineamiento del tablero. Esta posición relativa, es luego reproducida en la célula de fundición ajustando la dovela de contra molde. Al fundir la nueva dovela, el peso y la presión de el concreto fresco distorsionará el alineamiento de la dovela de contra molde y por ende, los ángulos relativos entre las dos dovelas será incorrecto. La orientación relativa lograda de los dos segmentos es luego chequeada y medida con la mayor precisión posible y se calcula el error en el alineamiento generado durante la fundición. Posteriormente, la dovela de contra molde es llevado a la zona de almacenamiento y la nueva dovela es desplazada hacia adelante, para convertirse en la dovela de contra molde del siguiente segmento. La posición de la nueva dovela de contra molde es ajustada para corregir los errores de la fundición anterior. De este modo, el alineamiento del tablero es creado mediante aproximaciones sucesivas, en donde, cada fundición corrige los errores de la anterior, pero a su vez, creando nuevos errores que serán corregidos en el turno siguiente. Cualquier tablero construido por este método posee un alineamiento muy cercano al teórico. Sin embargo, el error angular entre dovelas adyacentes es generalmente menor que 0.003 radianes, lo cual es casi invisible, aun en una inspección rigurosa⁶⁷.

⁶⁷ BENAIM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Counter-cast technology for box section decks. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 389.

Hoy en día, se han desarrollado sistemas automatizados (software y algoritmos) para el control geométrico de dovelas en la planta de prefabricación. Los cuales consisten en establecer un sistema de coordenadas en el sitio exacto donde se encuentra la célula de prefabricación, definiendo claramente los ejes y sentidos de los mismos. Posteriormente se determinan las coordenadas del molde fijo y de las dovelas mediante puntos definidos en su sección, los cuales determinan la posición exacta de cada dovela minimizando significativamente los errores en alineamientos rectos, curvas verticales y horizontales⁶⁸.

- ✓ **La célula de prefabricación (Casting Cell)⁶⁹.** Una célula típica consiste de un molde fijo en un extremo o tape (fixed stop-end), un molde móvil llamado núcleo o formaleta interior, formaletas de acero laterales para las caras externas de las almas y forma lateral del voladizo. El molde fijo del extremo, debe ser de acero robusto y fijado al piso o ajustable en casos donde exista más de un tipo de dovelas con diferente longitud. Las formaletas laterales son fijadas en su posición longitudinal y pueden rotar en torno a su base o por deslizamiento lateral, operado

⁶⁸ KUMAR, K. Automated Geometry Control of Precast Segmental Bridges. En: The 25th International Symposium on Automation and Robotics in Construction. (Junio, 2008: Vilnius Lithuania). Pág. 89-92. Disponible en:
< http://www.iaarc.org/external/isarc2008-cd/www/3/3_sec_014_Kumar_et_al_Automated.pdf>

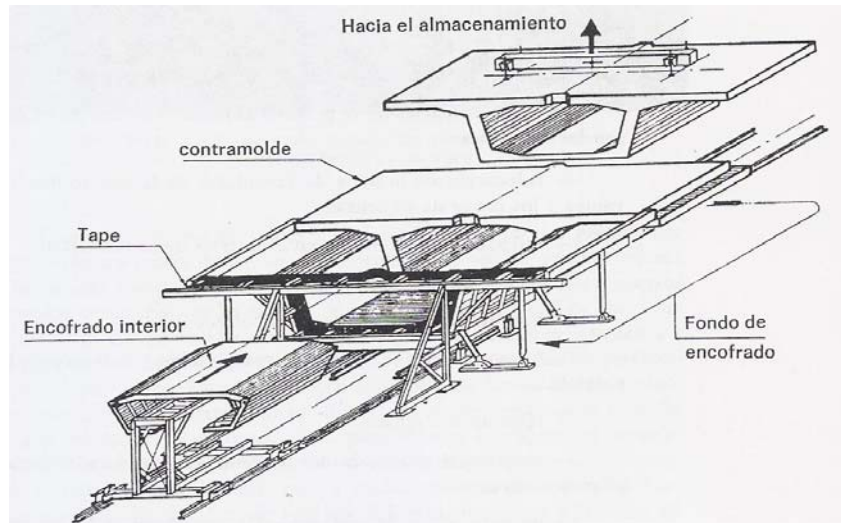
⁶⁹ BENAIM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Counter-cast technology for box section decks. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 390,391.

normalmente por equipos hidráulicos. Son equipadas con vibradores externos, deben ser robustas y hechas de acero con láminas de aceros generalmente de 8mm de espesor o más, rigidizadas adecuadamente.

El núcleo de la formaleta usualmente se introduce a través del extremo fijo y es uno de los componentes de la célula más críticos, ya que debe tener la capacidad de ajustarse y adaptarse a las variaciones de las características internas del tablero dentro de las limitaciones propias del ciclo diario de trabajo.

El soporte de la célula de prefabricación es montado sobre un carro con sistema de rieles. Una vez el segmento es fundido, pasa a tomar el rol de dovela de contra molde y permanece sobre el carro, el cual es equipado con gatos hidráulicos que permiten rotar sobre los tres ejes principales, permitiendo realizar los ajustes geométricos necesarios, los cuales son la esencia del método. La Figura 3.40 muestra las partes que constituyen una célula de prefabricación.

Figura 3.40. Vista isométrica del método de prefabricación de dovelas por molde fijo.



Fuente: Fuente: MATHIVAT, Jacques. *Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos*. Pág. 269.

La inspección de la geometría de las dovelas es llevada a cabo por un instrumento (comúnmente teodolitos) capaz de medir con una precisión de 1/100mm. La línea de visión ésta dirigida a un objetivo situado más allá de la célula de prefabricación, usualmente en las afueras del almacén de fundición. Dicho objetivo, debe estar cimentado a una altura tal que, lo aísle de movimientos del suelo o asentamientos debidos al relleno que pueda haber sido empleado para crear la plataforma de la planta de prefabricación.

El funcionamiento de una célula de prefabricación en el caso de dovelas estándar, es generalmente organizado en ciclos que al término de un día laboral produzcan una

dovela por célula. Lo cual supone que la formaleta interna pueda desmontarse y retirarse una 16 horas después de fundidas, para luego levantar y retirar la dovela para su almacenamiento unas 40 horas después de haber sido fundida. Para poder realizar estas operaciones, se requieren resistencias del orden de los 15 y 22 MPa respectivamente⁷⁰.

3.8.2.3 Sistema de juntas entre dovelas. Cuando se construye el tablero de un puente mediante segmentos prefabricados, se generan pequeños espacios entre dovelas llamados juntas. Según el tratamiento realizado a las mismas se clasifica en juntas tratadas con resinas epóxicas o juntas secas.

- **Juntas tratadas con resinas epóxicas⁷¹.** Los cables internos de las dovelas, se encuentran protegidos dentro de ductos, al interior de la sección de concreto, pero al cruzar una junta quedan expuestos. Por tanto, es necesario impermeabilizar las juntas entre segmentos para evitar el riesgo de corrosión. Esto se puede conseguir mediante resinas epóxicas, la cual ofrece ventajas adicionales de lubricación en la junta, facilitando el ensamblaje de las dovelas y elimina el inconveniente de las gotas de lluvia a través de la losa superior. Sin embargo, el uso de resinas

⁷⁰ MONDORF. Puentes en Hormigón 2007. Cap. 8. Pág. 24. Universidad de Chile. Seminario: Diseño y Construcción de Puentes Disponible en: https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2007/2/C162Q/1/material_alumnos/

⁷¹ BENAIM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Counter-cast technology for box section decks. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 408-411.

suele incrementar los costos de construcción. No obstante son las juntas mas recomendadas.

Las caras de las dovelas son ligeramente sometidas a un proceso controlado de chorro de arena ó “sand-blasting”, procurando no excederse y afectar el posterior acople de las dos superficies. Generalmente existe un tiempo límite de unos 45 minutos para realizar la unión de las dos dovelas luego de realizar el mezclado de la resina, el cual puede variar dependiendo de las condiciones climáticas.

La aplicación de la resina generalmente se hace de forma manual (ver Figura 3.41), procurando aislar la superficie externa de los ductos. Para garantizar un óptimo contacto entre la resina y el concreto, las superficies deben ser comprimidas dentro del tiempo límite. Para lograrlo, suele aplicarse un preesforzado temporal, cuyo esfuerzo mínimo de compresión es normalmente de 0.15 MPa. La viscosidad de la resina y la cantidad debe ser tal que, la resina fluya bajo esta presión y se obtenga un espesor aproximado de 0.5mm.

Figura 3.41. Aplicación manual de resina epóxica en dovelas



Fuente: BENAİM, Robert. *The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles.* Pág. 409.

- **Juntas secas (Dry Joints)**⁷². Cuando el pretensado del tablero se realiza mediante cables externos, no es necesario impermeabilizar las juntas entre dovelas y por tanto pueden construirse en seco. La ausencia del efecto de lubricación aportado por la resina, requiere un mayor control y exigencia en la planta evitando al máximo desperfectos en las caras de acople de las dovelas. Algunos daños en los bordes de la sección de concreto pueden no ser reparables fácilmente, traduciéndose en una ligera pérdida de sección efectiva. En este sistema de juntas, es necesario aplicar un sello impermeabilizante en todo el ancho de la losa superior al agua de lluvia a través del goteo.

Uno de los principales beneficios de no emplear resinas epóxicas es el no requerir preesforzado temporal, lo cual

⁷² BENAİM, R. *The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Counter-cast technology for box section decks.* Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 411.

simplifica y acelera el proceso de erección. Este tipo de juntas son normalmente empleadas en segmentos relativamente cortos, como en el caso de puentes con luces estáticamente determinadas.

3.8.2.4 Llaves de cortante (Shear Keys) en dovelas prefabricadas.

Cuando se emplean resinas, luego de su aplicación les lleva varias horas desarrollar su proceso de curado y alcanzar su resistencia de trabajo. Tiempo en el cual, podrían erigirse y acoplarse dos o más dovelas lo cual hace indispensable proveer las caras de acople con llaves de cortante diseñadas para soportar el peso de la dovela.

Algunos diseñadores, prefieren las llaves de cortante que estén en la capacidad de soportar en su totalidad la fuerza cortante del tablero (carga muerta + carga viva – preesforzado) garantizando con ello la integridad del tablero, aún si fallara la resina empleada⁷³.

Normalmente las llaves de cortante pueden ser únicas y prominentes como las usadas en la losa superior e inferior de la dovela o múltiples y de menor tamaño como las empleadas en las almas, procurando no afectar los espacios dispuestos para los ductos del sistema de cableado interno. Cuando se tengan un tablero con alturas variables, deberá tenerse especial cuidado con las llaves de cortante dispuestas en las losas inferiores de las dovelas, ya que la fuerza cortante no es perpendicular. Por lo general se recomienda orientar las llaves en sentido horizontal o perpendicular al alma (ver Figura 3.42). Es una buena práctica el colocar llaves de cortante en la losa superior de las dovelas para transmitir la fuerza cortante proveniente de las cargas en

⁷³ BENAIM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Counter-cast technology for box section decks. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 399,400.

las ruedas cuando el puente entre en servicio. Normalmente se coloca una llave de cortante en el centro de la losa superior para mantener el alineamiento horizontal al momento de instalarse las barras temporales preesforzadas.

Figura 3.42. Llaves de cortante en dovelas prefabricadas.



Fuente: BENAİM, Robert. *The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles.* Pág. 399.

Básicamente las llaves de cortante cumplen dos funciones importantes: guiar la dovela hacia su posición correcta durante el ensamble y participar en la transmisión de la fuerza cortante y del momento torsional entre dovelas, durante el montaje y posteriormente cuando la estructura entre en funcionamiento⁷⁴.

⁷⁴ MONDORF. Puentes en Hormigón 2007. Cap. 8. Pág. 20,21. Universidad de Chile. Seminario: Diseño y Construcción de Puentes Disponible en: https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2007/2/C162Q/1/material_alumnos/

3.8.2.5 Erección de la dovela de pila⁷⁵. Con este segmento se inicia el ciclo de erección del tablero y debe dimensionarse, prefabricarse y ubicarse con un alto grado de precisión sobre los apoyos para así garantizar su acomodación a las posibles caídas transversales y longitudinales del tablero. Por lo general, suele ser la dovela más pesada debido a la presencia de diafragmas (ver Figura 3.43) y para controlar su peso suele disminuirse su longitud. En el caso de tener tableros muy altos, la dovela de pila puede dividirse en segmentos más pequeños que puedan ensamblarse sin la necesidad de aplicar concreto.

Debido a que la grúa o el sistema de izaje empleado no pueden ubicar la dovela con la precisión suficiente, puede emplearse falsos apoyos equipados con gatos hidráulicos que permitan corregir la posición de la dovela antes de fijarse a sus apoyos.

En caso de necesitarse una conexión mecánica entre dovelas y apoyos, los pernos de conexión deben dimensionarse para soportar sólo la fuerza horizontal residual que será transmitida entre el tablero y los apoyos una vez se haya deducido la fricción. El método más sencillo de realizar la conexión es equipar los apoyos con una platina adicional en la parte superior, para unirse mediante un sistema de pernos, los cuales deben ser protegidos adecuadamente contra la corrosión.

⁷⁵ BENAÏM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Precast segmental balanced cantilever construction. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 440.

Figura 3.43. Dovela típica de pila.



Fuente:

<http://www.state.nj.us/transportation/commuter/roads/rt35victory/photos/10.sht>

3.8.2.6 Segmento de cierre en centros de luz⁷⁶. Es el segmento del tablero que conecta el doble voladizo a la porción de tablero construida, mediante fundición en sitio. Puede ser tan largo como una dovela estándar, confiriéndole ventajas de tipo estético a la estructura al uniformizar las juntas entre dovelas. Sin embargo, esta solución de cierre requiere la implementación de formaletas complejas y disponer de un refuerzo considerable, incrementando los costos y retrasando el proceso de erección. Por tanto, lo más recomendable es hacerlas lo suficientemente delgadas, de modo tal, que no sea necesario reforzarla, estableciendo un ancho máximo de aproximadamente 250mm.

⁷⁶ BENAÏM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Precast segmental balanced cantilever construction. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 399,400.

Normalmente, suelen utilizarse barras de preesforzado temporal en la losa superior de las dovelas durante su fundición. La fuerza en las barras, debe garantizar la estabilidad del nuevo doble voladizo.

El principal inconveniente que se presenta, al momento de fundir el segmento de cierre, es el continuo movimiento que presentan los extremos de los voladizos. Por otra parte, los efectos térmicos deben considerarse en el diseño del segmento de cierre, con el fin de evitar que se presenten grietas en el concreto fresco debidos a los fenómenos de expansión y contracción, antes de realizar el preesforzado de continuidad. Los voladizos se deflectarán durante el día bajo la acción de los rayos de sol sobre la superficie del tablero e incrementando en la noche. La exposición al sol del voladizo durante el día, causa una leve curvatura en el mismo, por ende, es conveniente fundir el segmento de cierre al atardecer, y así, durante la noche el voladizo pueda recuperarse en parte, de la curvatura sufrida, mediante la compresión ejercida por el concreto fresco. Para la mañana siguiente, el segmento habrá alcanzado una resistencia entre los 12 y 15 MPa, permitiendo iniciar el preesforzado parcial y a medida que aumente su resistencia realizar el preesforzados de los restantes cables de la luz, completando con ello la construcción del segmento de cierre.

3.8.2.7 Preesforzado temporal durante la construcción del voladizo. Debido a que las resinas empleadas necesitan cierto tiempo (45 minutos aproximadamente) antes de desarrollar su resistencia de servicio como se mencionó en la sección 3.2.2.3, no es posible instalar el preesforzado permanente durante este tiempo. Es por esto, que debe recurrirse a un sistema de preesforzado temporal, normalmente barras preesforzadas que pueden instalarse en cuestión de minutos. Suele recomendarse un mínimo de cuatro barras para asegurar la estabilidad

de la dovela durante su montaje en el caso de fallar alguna de las barras. Las barras empleadas deben ser razonablemente dúctiles. Una de las barras adoptadas suele ser la “Macalloy” de un grado tal que, su mínimo de elongación en ruptura no exceda el 6%⁷⁷.

El preesfuerzo temporal puede anclarse internamente a la sección, mediante dados de anclaje ubicados debajo de la losa superior y fundidos a la par con la dovela (ver Figura 3.44), lo cual es la forma más económica de anclarlos, aunque puede no resultar muy práctico si existen también dados de anclaje en esa zona para los cables permanentes. Otra forma de anclar las barras temporales es por fuera de la sección, mediante dados o bloques de concreto fundidos sobre las almas o losas superiores de las dovelas después de realizar su respectivo montaje. Para todos los dados y anclajes externos que estén sometidos a esfuerzo temporal, deben considerarse los momentos flectores y esfuerzos de tensión directa introducidos dentro de las losas o almas. Una última forma de emplear las barras de preesfuerzo, es incorporándolas dentro de la losa superior de la dovela por medio de ductos, pero podría interferir y restar espacio para los ductos de los cables permanentes, adicionalmente el proceso de quitar el preesfuerzo y desmantelar las barras sería dispendioso⁷⁸.

⁷⁷ BENAIM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Precast segmental balanced cantilever construction. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 441

⁷⁸ Ibid., Pág. 444.

Figura 3.44. Sistema de preesforzado temporal mediante barras.



Fuente: BENAIM, Robert. *The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles.* Pág. 427.

En ocasiones el sistema de preesforzado temporal mediante barras es incluido como parte del preesfuerzo final de diseño, pero no es recomendado, ya que, estas barras suelen ser solo un pequeño porcentaje del preesfuerzo total requerido y adicionalmente su costo unitario puede ser elevado. Por tanto, es preferible diseñar las barras de preesfuerzo temporal para ser recuperadas y reutilizadas en el montaje de las dovelas restantes.

3.8.2.8 Sistemas de erección y ensamble de dovelas. Existen muchos factores determinantes al momento de elegir el sistema de erección de dovelas, principalmente las condiciones propias del sitio en el que se construye el puente (aspectos topográficos, accesibilidad, tipo de obstáculo a salvar entre otros) y las características propias del proyecto (capacidad económica para acceso a equipos y tecnologías constructivas adecuadas).

Los sistemas de erección que se describirán a continuación, aplican no sólo para el método de voladizos sucesivos balanceados; también pueden ser implementados en los demás métodos de construcción tratados en el Capítulo 2.

Mathivat⁷⁹, agrupa los diferentes sistemas de erección y ensamblaje en tres categorías, independientemente si el transporte de las dovelas hasta el sitio de obra se realiza por tierra o agua:

- **Erección de dovelas mediante un dispositivo autónomo (grúas).** Es el sistema más simple y económico de erigir dovelas cuando la grúa (crane) puede apoyarse sobre el suelo. Si el puente cruza una zona navegable, puede disponerse de grúas montadas sobre barcazas (ver Figura 3.45).

La erección con grúa suele resultar simple y segura, cuando se acompaña de falsos apoyos y equipos que garanticen un buen factor de seguridad en estabilidad. El hecho de no someter el tablero a sobrecargas temporales durante el montaje del mismo, reduciendo significativamente los factores desestabilizantes del voladizo.

⁷⁹ MATHIVAT, J. Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos. Métodos de Colocación de Dovelas. Editores Técnicos Asociados S.A. 1 ed. española, Barcelona, 1980. Pág. 282-314.

Figura 3.45. Erección de dovelas mediante grúa montada sobre una barcaza.



Fuente: <http://www.structuremag.org/article.aspx?articleID=892>

La elección del tamaño de la grúa y su diseño, en términos generales, está dado por la capacidad de izaje acorde al peso de las diferentes dovelas que conformen el tablero, la velocidad de erección, la cual en gran parte depende de lo efectivo que sea el mecanismo de transporte de dovelas hasta la grúa y de los costos de operación de los equipos.

Normalmente, una grúa puede erigir tableros muy rápidamente, entre cuatro y seis dovelas en un día normal de trabajo, empleando barras temporales para el soporte temporal de las dovelas, sin el retraso típico que significa el instalar el preesfuerzo permanente⁸⁰.

⁸⁰ BENAIM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Precast segmental balanced cantilever construction. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 452.

Normalmente, la colocación de dovelas mediante grúa, implica los siguientes procedimientos⁸¹:

- ✓ Puesta en obra de apoyos provisionales ajustables, y fácilmente desmontables, situados a $\frac{1}{4}$ y $\frac{3}{4}$ del vano central (para una luz variable entre los 18 y 30m).
- ✓ Apoyos provisionales con sistema de gatos hidráulicos, que permitan la construcción en voladizo.
- ✓ Uso de pretensado provisional que asegure la solidarización sucesiva de los elementos antes del pretensado definitivo.
- ✓ Supresión de la junta clásica de cierre por una unión directa de los dos voladizos enfrentados (izaje del elemento de cierre mediante un sistema de “puente de cierre”).
- ✓ Por último, pretensado definitivo realizado por un cableado continuo, en lugar del cableado típico de voladizo o ménsula.

La principal limitación de una grúa está dada por las condiciones agrestes o favorables del sitio para la operación del equipo. En ambientes, el transporte de las dovelas y la operación de la grúa

⁸¹ MATHIVAT, J. Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos. Métodos de Colocación de Dovelas. Editores Técnicos Asociados S.A. 1 ed. española, Barcelona, 1980. Pág. 287.

pueden resultar muy afectados por el tráfico. Por otra parte, es necesario recurrir a falsos apoyos durante el montaje para estabilizar los voladizos.

- **Erección de dovelas mediante un equipo móvil de izaje o levantamiento apoyado directamente sobre el tablero erigido (piernas de cortante ó “shear legs”).** En sitios de obra, donde se facilite transportar las dovelas en todos los puntos del puente al nivel de piso, incluyendo zonas navegables en donde las dovelas puedan transportarse en barcazas, resulta práctico erigir las dovelas mediante piernas de cortante o “shear legs” apoyadas sobre el tablero (ver Figura 3.46).

En su fase inicial, el sistema no es completamente autónomo, dado que requiere ubicar la dovela de pila y al menos una dovela adyacente a lado y lado de la misma, generalmente mediante grúa, con el fin de brindar una plataforma para montar el sistema de izaje. Este equipo normalmente se estabiliza por el contra peso ejercido por anclaje preesforzado en las dovelas del tablero ensambladas previamente y por su propio peso cuando levanta una dovela. Las piernas de cortante, están destinadas a efectuar, sucesivamente, los procesos de izado, traslación y colocación de la dovelas⁸².

⁸² MATHIVAT, J. Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos. Métodos de Colocación de Dovelas. Editores Técnicos Asociados S.A. 1 ed. española, Barcelona, 1980. Pág. 289,290.

Figura 3.46. Erección de dovelas transportadas en barcazas mediante piernas de cortante (shear legs).



Fuente: <http://www.hpcbridgeviews.com/i48/Article1.asp>

Una vez izada la dovela, las piernas de cortante se desplazan hacia adelante y repite el procedimiento para las dovelas restantes. Si por algún motivo no es posible emplear grúa para el montaje del segmento de pila, puede diseñarse la cabeza de la pila para que soporte los equipos del sistema de izaje (shear legs).

Generalmente, este sistema puede erigir solamente una dovela por día en cada extremo del doble voladizo incluyendo el preesforzado permanente instalado en cada par de dovelas. Sin embargo, puede diseñarse para que ensamble hasta cuatro dovelas por día (dos en cada extremo del doble voladizo) cuando

los cables permanentes se diseñan para anclarse cada dos posiciones o dovelas⁸³.

- **Erección de dovelas mediante una viga de lanzamiento (launching girder).** Para este sistema en particular, las dovelas pueden ser transportadas incluso sobre el tablero mismo. Este sistema es muy empleado en construcción de puentes de gran altura del puente sobre el nivel del piso, construcciones en zonas urbanas o sobre aguas poco navegables. Normalmente el sistema de lanzamiento suele realizarse mediante una viga metálica con un sistema de grúa-pórtico (grantry), el cual se apoya en las pilas mediante tres soportes (leg supports), desplazándose a lo largo del tablero, erigiendo las dovelas en voladizos balanceados. La Figura 3.47 nos esquematiza la secuencia de izaje y posterior desplazamiento de una viga de lanzamiento.

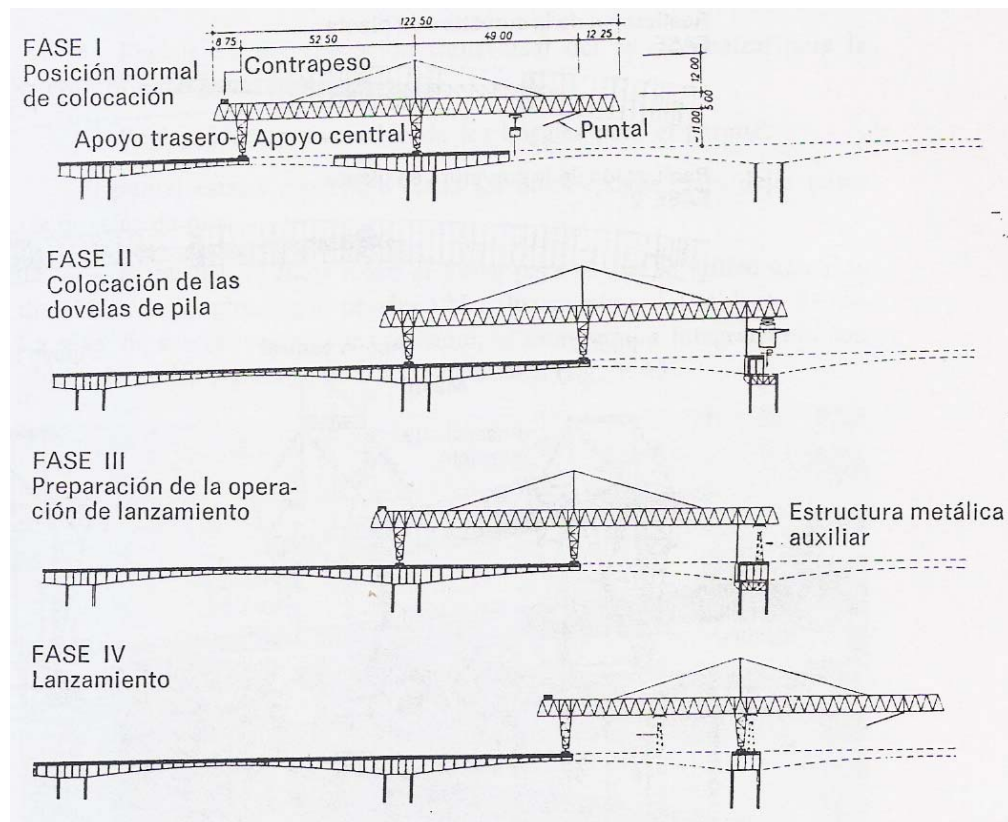
Normalmente, una viga de lanzamiento consiste en cerchas de sección triangular o rectangular, con altura constante o variable, haciéndose más alta en su centro de luz. Suele componerse por parte ensamblables conectadas con pernos de alta resistencia a la fricción y barras de pretensado⁸⁴.

⁸³ BENAIM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Precast segmental balanced cantilever construction. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 454.

⁸⁴ MATHIVAT, J. Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos. Métodos de Colocación de Dovelas. Editores Técnicos Asociados S.A. 1 ed. española, Barcelona, 1980. Pág. 294-308.

Para el montaje de la viga lanzable, se requiere instalar un sistema de andamiaje en la cabeza de la pila, que soporte la dovela de pila, y a su vez, sirva de apoyo para el soporte frontal de la grúa-pórtico. Es recomendable someter la pila a pruebas de carga, luego de instalarle los andamiajes y antes de montar la viga lanzable, con el fin de garantizar su seguridad estructural durante el proceso de construcción y evitar el colapso de la misma.

Figura 3.47. Erección de dovelas mediante viga lanzada soportada por tirantes.



Fuente: MATHIVAT, Jacques. *Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos*. Pág. 297.

En la mayoría de proyectos, la viga lanzable, aplica cargas al tablero a medida que se va lanzando sobre el mismo. Su peso oscila normalmente entre las 150 y 400 Tn, dependiendo del tipo de viga empleada y la longitud requerida. Por tanto, las pilas y el tablero deben diseñarse para soportar este peso durante el ciclo de lanzado⁸⁵.

Se pueden emplear aceros de alta resistencia en su fabricación, para reducir su peso. Sin embargo, y a medida que el tamaño y la longitud de la grúa aumenten, se presentan grandes deflexiones en la viga lanzada, las cuales suelen ser controladas mediante apoyos temporales o implementado un sistema de atirantamiento mediante un poste del cual se desprenden los tirantes, como se muestra en la Figura 3.48.

⁸⁵ BENAIM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Precast segmental balanced cantilever construction. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 455.

Figura 3.48. Erección de dovelas mediante viga lanzada soportada por tirantes.



Fuente: SETRA. *Prestressed Concrete Bridges built using the Cantilever Method.* Pág. 93.

Según la longitud de la viga lanzada, en comparación con la longitud de la luz a erigir, se pueden clasificar en:

- ✓ Vigas con longitud ligeramente superior a la del vano.
- ✓ Vigas con longitud ligeramente superior al doble de la longitud del vano.

En la primera, el tablero del puente debe soportar cargas considerables durante la construcción y ciclo de lanzamiento, dado que, la viga se apoya con uno de sus soportes en la mitad de la luz. Por el contrario, emplear la viga con dos veces la longitud de vano, garantiza que en todo momento, los soportes de la viga lanzada se apoyarán directamente sobre las pilas.

Las principales ventajas de emplear vigas lanzadas con sistemas de grúas, en la erección de tableros de puentes, son las mínimas interferencia con las actividades desarrolladas a nivel del suelo, principalmente en zonas urbanas, la habilidad de cruzar cualquier tipo de terreno y la velocidad de erección que puede alcanzarse.

De otro modo, las principales desventajas son el tiempo que requiere para el diseño, construcción, montaje y realización de pruebas de la viga lanzable, lo cual puede tomar cerca de 15 meses (a menos que exista alguna viga disponible para alquiler que pueda adaptarse fácilmente a las características del proyecto) y los altos costos en su fase inicial que requiere un puente de por lo menos 20000m² de área de tablero⁸⁶.

Normalmente, el método de voladizos sucesivos balanceados, se emplea para luces entre los 60 y 100m, con un sistema de viga lanzada. Un ciclo completo típico de erección, consiste en ubicar los segmentos, instalar y preesforzar los cables, y por último realizar el lanzamiento de la viga hasta su siguiente posición. Este ciclo suele tardar entre siete y diez días, variando considerablemente según las especificaciones de cada proyecto y el nivel de sofisticación de la viga lanzable. Con una buena planeación y equipos apropiados, se han logrado erigir hasta 16 dovelas por día⁸⁷.

⁸⁶ BENAÏM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles: Precast segmental balanced cantilever construction. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008. Pág. 456.

⁸⁷ CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. Bridge Engineering Handbook. Segmental Concrete Bridge. Boca Raton: Editorial CRC Press, 2000. Cap. 11.9.2 Erection.

3.8.2.9 Sistemas de erección y su aplicación en puentes extradadosados. En el caso particular de puentes extradadosados, tema central del presente documento, los sistemas de erección cuyas características, están más acordes con los requerimientos de un puente de esta tipología, son los dos primeros sistemas mencionados.

Erigir dovelas mediante un sistema de grúas, resulta práctico para un puente con sistema de tirantes, dado que la parte superior del tablero permanece libre, puesto que las dovelas se izan desde un nivel inferior al tablero (a nivel de piso o sobre barcazas en presencia de agua), facilitando con ello, la instalación de los tirantes simultáneamente con las dovelas, incrementando la estabilidad durante la construcción. Una ventaja que se tiene respecto a los puentes de viga cajón al emplear este sistema, consiste en requerir grúas de menor capacidad de izaje, dado que, las dovelas de un puente con sistema de atirantamiento para una misma luz, suelen tener menor canto, y por tanto, menor peso que las empleadas en un puente de viga cajón; disminuyendo los costos de erección. Por tanto, y si es posible implementarse, resulta uno de los sistemas más recomendados para puentes con tirantes permanentes y en particular, para un puente extradadosados.

El sistema de erección mediante equipo móvil apoyado en el tablero, al igual que el sistema de grúas, la parte superior del tablero permanece libre, lo cual es esencial en la construcción de cualquier tipo de puente con sistema de atirantamiento. Su principal problema radica en el peso del equipo de izaje, el cual genera una carga adicional en los extremos del voladizo erigido generando problemas de estabilidad que deben ser considerados en el diseño; generalmente los tirantes mismos se encargan de contrarrestar estos inconvenientes. Cuando el obstáculo a

salvar es el agua es más útil usar este sistema, dado que, la grúa es más precisa al no estar sometida a los continuos movimientos que se generan en una grúa apoyada sobre una barcaza.

El sistema de viga lanzada, tiene varios factores que dificultarían considerablemente su uso en puentes con sistema de tirantes permanentes (Puentes Extradados y atirantados) en general. La presencia de torres sobre las pilas, imposibilitarían el montaje y libre lanzamiento de la viga sobre el tablero del puente. El acople de los tirantes entre dovelas y torres, sería tortuoso y de lograrse, no podría realizarse simultáneamente con el montaje de las dovelas, generando problemas de estabilidad y retardando el proceso constructivo considerablemente. Un puente con sistema de tirantes, generalmente se concibe para sortear grandes luces, por tanto, la viga que se necesitaría, tendría magnitudes exageradas, convirtiéndose en un elementos inmanejable, antifuncional y principalmente antieconómico.

4. MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS BALANCEADOS EN LA CONSTRUCCION DE PUENTES CON PRETENSADO EXTRADOSADO EN COLOMBIA

4.1 RESÚMEN HISTORICO DE LOS PRINCIPALES PUENTES EN COLOMBIA CONSTRUIDOS CON EL MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS⁸⁸.

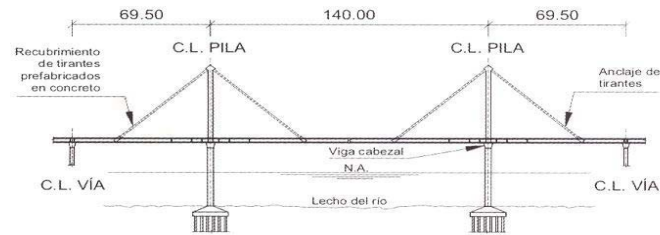
La primera realización de voladizos sucesivos se remonta al año de 1974 con la entrada al servicio del puente Pumarejo sobre el río Magdalena. En la Figura 4.1 se observa la parte central del puente.

Este puente de concreto tiene 28 pilas y dos estribos, con 2 luces de 46 m, 24 luces de 74m. Además, cuenta con una luz central de 140 m con dos luces laterales de 69.50 m, apoyadas sobre cuatro columnas rígidas y cuatro apoyos elásticos (extremo de los tirantes); la altura de la viga cajón es de 3 m, la cual es constante en todas su longitud; En este puente se usaron cables exteriores provisionales y definitivos, de los cuales estos últimos se colocaron a una distancia de 1/3 de la luz central medidos desde la pila. El diseño fue realizado por el profesor italiano Ricardo Morandi y su construcción fue ejecutada por el consorcio colombiano Cuéllar Serrano Gómez Ltda y la empresa italiana Lodigrani S.A⁸⁹.

⁸⁸ INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO – ICPC. Construcción de Puentes en Concreto, con el Sistema de Voladizos Sucesivos: Realizaciones en Colombia. En: El cemento y el concreto, banco de documentos. Edición 106. (mayo 2006). Disponible en: < <http://www.icpc.org.co/site/assets/attach/puentes.pdf>>

⁸⁹ BIBLIOTECA LUIS ÁNGEL ARANGO. El puente Pumarejo sobre el río Magdalena (Agosto 1999). [en línea]
< <http://www.lablaa.org/blaavirtual/revistas/credencial/agosto1999/116puente.htm>>

Figura 4.1. Puente sobre el río Magdalena, Barranquilla.



Puente sobre el río Magdalena en Barranquilla



Puente en construcción sobre el río Magdalena en Barranquilla

Fuente: http://www.unicon.com.pe/down/puentes_concreto.pdf

Le siguió en 1976 el puente sobre el río Juanambú, Pasto. Su estructura es un pórtico que presenta tres luces de 45, 90 y 45 m y dos pilas de 60 m. Realización netamente nacional construida con el método de voladizos sucesivos.

El puente del Comercio en la carretera Cali-Palmira con una luz central de 82 m y luces laterales de 41 m, es un puente simplemente apoyado. Fue una construcción sobre carros de avance y provisionalmente se usaron pilas auxiliares para la estabilización.

En 1983, el puente la Doctrina, sobre el río Sinú, en la carretera Lórica-San Bernardo, en el departamento del Córdoba, entró en funcionamiento. Caracterizado por una luz central de 83.60 m y luces laterales de 41.80 m, fue construido mediante carro de avance en voladizos sucesivos equilibrados, con tablero de cajón unicelular.

En el año de 1985 entro en funcionamiento el puente sobre el rio Mutatá en la carretera Medellín-Turbo. Luz central de 76.5 m y luces laterales de 22.3 y 38.25 m. La luz menor utilizó un contrapeso que funciona como estribo del puente.

En la década de los 90, se destacan tres puentes importantes, el puente sobre el río Farallones (ver Figura 4.2), con luz principal de 142m y luz total de 230m, el puente de Plato y el puente Arturo (110 m de luz principal), todos construidos con método de voladizos sucesivos.

Figura 4.2. Puente sobre el río Farallones, Cundinamarca.



(1) Encuentro entre los carros de avance



(2) Entrada al tunel



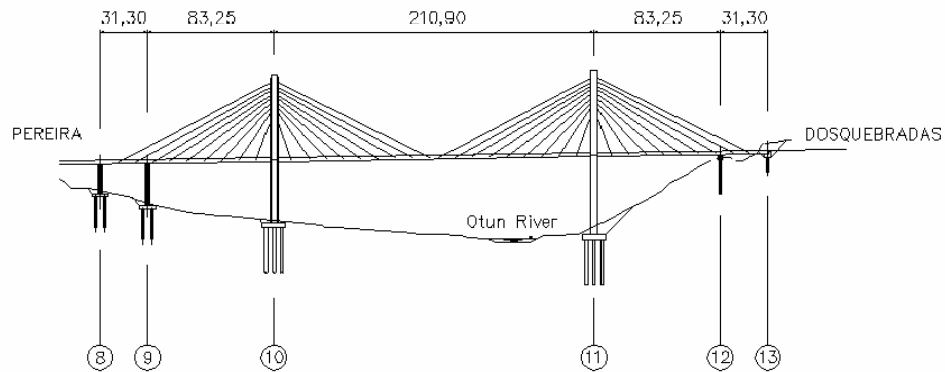
(3) Panorámica en 3 dimensiones.

Fuente: <http://www.aydconstruction.com/obras/farallones.htm>

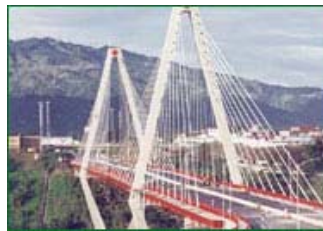
En el año de 1998, el puente atirantado del viaducto Pereira y Dos Quebradas entra en funcionamiento, siendo en ese año el veinteavo puente más largo de los puentes atirantados del mundo. La estructura principal del puente tiene 440 m, una luz central de 211 m y dos luces laterales de 31.3 m y 83.25 m (ver Figura 4.3 (a) y (b)). Este puente atirantado tiene 72 cables conectados a dos torres principales y sus cables tienen una longitud que varía entre 32 y 112 m de acero de alta resistencia y baja relajación. Este puente fue erigido mediante el método de voladizos sucesivos balanceados⁹⁰.

⁹⁰ GALÍNDEZ, N. Implementation of A Modal Identification Methodology on the Pereira-Dos Quebradas Cable-Stayed Bridge. En: 16th ASCE Engineering Mechanics Conference. (Julio, 2008: University of Washington, Seattle). Disponible en: < www.ce.washington.edu/em03/proceedings/papers/639.pdf >

Figura 4.3. Puente del viaducto Pereira-Dos Quebradas, Risaralda. (a) Vista longitudinal del puente. (b) Panorámica del puente.



(a)



(b)

Fuente (a): www.ce.washington.edu/em03/proceedings/papers/639.pdf

Fuente (b):

<http://www.integral.com.co/espanol/internas/experiencia/premios.html>

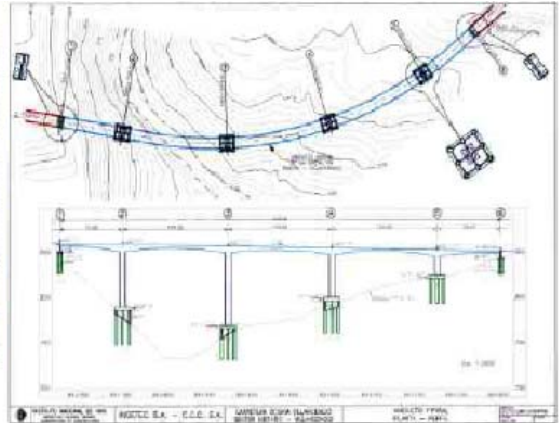
A mediados del año 2002, entraron en servicio dos puentes importantes para la estructura vial entre Bogotá- Villavicencio. Estos son el puente de Sevitá (ver Figura 4.5) con luz central de 156 m y luces laterales de 28 m; y el puente del viaducto Pipiral (ver Figura 4.4), conformado por siete luces, dos de 22.5 m, dos de 62.5 m y tres de 125 m, soportadas por dos estribos y seis pilas que varían entre 15 m y 82 m de altura⁹¹.

⁹¹ INGETEC S.A. Puentes y Viaductos. En: Folletos INGETEC .Disponible en: < <http://www.ingetec.com.co/folletos/folletos.htm>>

Figura 4.4. Puente del Viaducto Pipiral, autopista Bogotá-Villavicencio.



(1) Puente Pipiral en Servicio



(2) Planta y perfil longitudinal del puente.



(3) Construcción del puente con dovelas fundidas en sitio



(4) Construcción de una pila.

Fuente: <http://www.ingetec.com.co/brochures/BROCHURE-PUENTES-ESP.pdf>

Figura 4.5. Puente de Sevitá, Autopista Bogotá-Villavicencio.



Fuente: <http://www.ingetec.com.co/brochures/BROCHURE-PUENTES-ESP.pdf>

Los dos puentes sobre el río Cauca, ubicados en el Paso de la Torre, parte de la concesión “Malla Vial del Valle del Cauca y Cauca”, son puentes paralelos de luz central de 100 m y longitud total de 200 m, junto con otros dos puentes en el Paso del Comercio, autopista Cali-Palmira, uno con una luz central de 116 m y 181 m de longitud y el otro de 91 m de luz central y 166 m de longitud total, son algunos puentes ejemplos de esta parte de Colombia contruidos mediante el método de voladizos sucesivos. (Valle del Cauca).

Por otro lado, en la carretera Ibagué-Cajamarca, se construyeron los puentes La Salada y La Cerrejosa, curvos en su longitud y luces centrales de hasta 92 m.

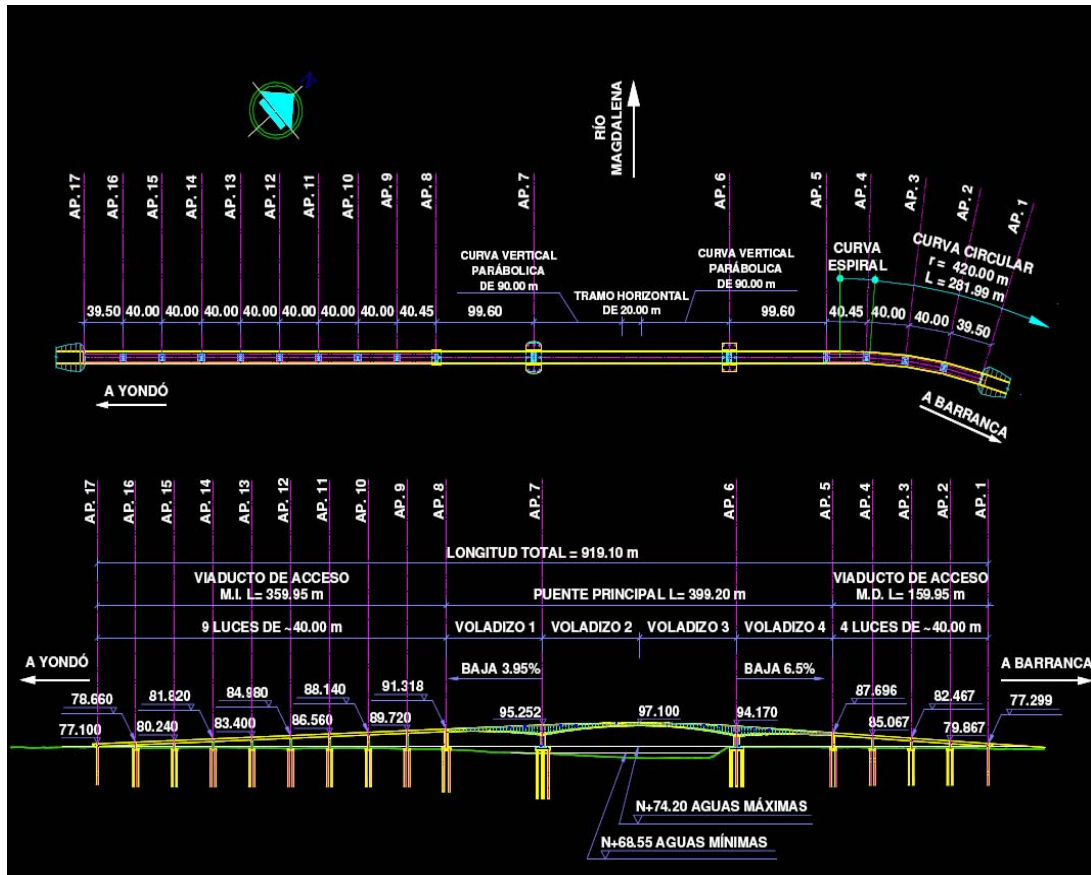
En febrero de 2006 se terminó la construcción del puente Guillermo Gaviria Correa, muestra insignia de Colombia, sobre el río Magdalena,

entre Barrancabermeja y Yondó en el sitio llamado Estrecho Galán (ver Figura 4.6). El puente, con una longitud total de 917 m y una longitud central de 200 m, es el puente de mayor luz en Colombia con la tipología de puentes viga cajón. Los viaductos de acceso en las márgenes de Barrancabermeja y Yondó están contruidos por luces de 40 m conformadas por 3 vigas postensadas y una placa, las cuales se soportan en columnas apoyadas sobre fundaciones construidas sobre pilotes preexcavados. La superestructura fue construida mediante el método de voladizos sucesivos, usando carros de avance para la fundición in situ. La empresa encargada de la construcción de este puente fue Concreto S.A.⁹².

Figura 4.6. *Puente de Barranca-Yondó sobre el Río Magdalena sobre el Estrecho Galán.*



⁹² CONCRETO S.A. Puente Guillermo Gaviria Correa, Yondó-Barancabermeja [en línea]
< <http://www.concreto.com/Default.aspx?tabid=58&idProyecto=89>>



Fuente: <http://www.escuelaing.edu.co>

En 2006 también se dio por terminada la construcción del puente sobre el río Sinú (ver Figura 4.7), en Montería. Fue pensado para solucionar los graves problemas de tráfico y unir dos vías nacionales como son Montería - Cereté con Montería - Planeta Rica. Fue fundido mediante dovelas in situ y se caracteriza por tener una luz central de 150 m y dos luces laterales de 74 m. La empresa encargada de la construcción de este puente fue Conconcreto S.A.⁹³.

⁹³ CONCONCRETO S.A. Puente sobre el río Sinú [en línea]
 < <http://www.conconcreto.com/Default.aspx?tabid=58&idProyecto=8> >

Figura 4.7. Puente sobre el río Sinú, Montería.



Fuente:

<http://www.conconcreto.com/Default.aspx?tabid=58&idProyecto=8>

En junio de 2008 se dio por terminada el puente del viaducto La Estampilla, entre las poblaciones de Pereira y Manizales (ver Figura 4.8). Son dos viaductos que fueron proyectados para evadir la acción del legendario derrumbe de La Estampilla que ocasionó en la carretera infinidad de deslizamientos en épocas de lluvia. Los dos viaductos son curvos a desnivel entre ellos con dos luces centrales de 80 m y dos luces laterales de 45 m, sumando una longitud total de 250 m. La construcción fue realizada mediante dovelas fundidas en sitio usando carros de avance a ambos lados del voladizo⁹⁴.

⁹⁴ CAL Y MAYOR Y ASOCIADOS. Viaductos La Estampilla ganaron El Premio Nacional de Ingeniería 2009. En: Comercial .Disponible en: < <http://www.calymayor.com.mx/comercial/archivos/Viaductos%20La%20Estampilla%20R.pdf>>

Figura 4.8. Viaducto La Estampilla. Carretera Pereira-Manizales



Fuente:

<http://www.calymayor.com.mx/comercial/archivos/Viaductos%20La%20Estampilla%20R.pdf>

Hay que también nombrar el puente sobre el brazo de Mompox de una longitud de 500 m y luz central de 130 m y el puente sobre el río Carare con una longitud de 300 m y una luz central de 150 m, como estructuras construidas bajo el sistema de voladizos sucesivos fundidos en sitio terminadas en esta década.

4.2 EL MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS, LA MEJOR OPCIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES EXTRADOSADOS.

En el desarrollo de este documento, se trataron los distintos métodos de construcción para puentes de medianas y grandes luces, mostrando las características propias de cada método. Los voladizos sucesivos balanceados, son por hoy el método más usado en puentes con pretensado extradadosado, principalmente por su ventaja de estabilización, fácil adaptación y ajuste a las características propias de puentes con esta tipología y rápida construcción.

Con respecto a los restantes método de construcción, su implementación en el caso particular de puentes con pretensado extradadosado se ve limitada debido a múltiples factores que son característicos de los mismos y resultan incompatibles para este tipo de puentes.

Algunos de estos factores se mencionan a continuación para los métodos de construcción luz a luz, método de construcción de lanzamiento por incrementos y el método progresivo.

4.2.1 Factores limitantes del método luz a luz en puentes extradadosados.

- ✓ Este método constructivo es para puentes menores de 50 m, lo que haría que el puente extradadosado tuviera altura de tableros y torres demasiados pequeñas. Además, el método de luz a luz es propio para puentes de luces cortas, lo que lo hace ineficiente para un puente extradadosado (de mediana a grandes luces).

- ✓ Puentes de mayores luces construidos con este método tendrían dificultad en la maniobrabilidad y las deflexiones serían un problema a solucionar.
- ✓ Este método sería antieconómico ya que los equipos que se necesitarían tendrían enormes dimensiones convirtiéndolo anti funcional para la obra.

4.2.2 Factores limitantes del método de lanzamiento por incrementos en puentes extradados.

- ✓ Pretender empujar el tablero de un puente extradadosado es ilógico, dado que la presencia de torres imposibilita el empuje del mismo, principalmente cuando se tienen torres con mástil único.
- ✓ Dado que, el puente es empujado desde los extremos del obstáculo a superar, las torres y los cables no tendrían ninguna funcionalidad constructiva. Este método se recomienda para luces menores a 100 m, por lo tanto concebirlo para un puente de luces medias a grandes, como el caso de un extradadosado, es antifuncional desde todo punto de vista.
- ✓ Si se considerara como una alternativa constructiva, este método al requerir luces de altura o canto constantes, haría que el puente extradadosado resultara muy pesado y poco económico.

4.2.3 Factores limitantes del método progresivo en puentes extradados.

- ✓ Este método está diseñado para puentes de luces muy cortas, ya que el voladizo unidireccional genera grandes deflexiones, por lo cual hace inútil la construcción para los puentes extradados, dado que las torres traerían complicaciones constructivas y de diseño.
- ✓ Este método es antieconómico para luces mayores a 50 m. En el caso de los puentes extradados, concebidos tradicionalmente para grandes luces, se requerirían soportes temporales de gran resistencia y la maniobrabilidad de construcción sería tortuosa.

4.3 GENERALIDADES ENCAMINADAS A LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES EXTRADOSADOS EN COLOMBIA MEDIANTE VOLADIZOS SUCESIVOS BALANCEADOS.

En Colombia, no es común ver puentes con sistema de soporte mediante cables. En parte debido a que se maneja la idea de que estas tipologías de puentes requieren grandes inversiones y conseguir la mano de obra calificada y equipos apropiados se considera un problema. Sin embargo, los puentes constituyen una parte esencial en la infraestructura vial de cualquier país. Por tanto, es necesario concebir puentes viables económicamente, confiables, de alta calidad y en lo posible con buena estética. La opción de construir puentes soportados por cables y en particular puentes extradados, es viable como una solución de conectar grandes distancias entre las escarpadas montañas y grandes ríos que presenta Colombia, obteniendo estructuras

confiables, duraderas y de costos relativamente bajos en comparación con puentes atirantados clásicos.

Los métodos constructivos convencionales que se utilizan en los puentes atirantados y viga cajón son óptimos para el desarrollo de los puentes extradados. Constituyéndose el método de voladizos sucesivos balanceados como el más recomendado, por sus ventajas constructivas y de operación en grandes proyectos, siendo a su vez, el método con el cual se han construido la gran mayoría de puentes extradados en el mundo.

La historia de nuestros puentes, como se muestra brevemente en la Sección 4.1, lleva a pensar que la construcción mediante el método de voladizos sucesivos de puentes extradados es una posibilidad real en el entorno colombiano actual, dado que existe un número considerable de puentes de tipologías similares, principalmente los puentes viga cajón, semiatirantado como en el caso del puente Pumarejo y atirantado como el puente del viaducto Pereira-Dos Quebradas.

Implementar puentes con sistema de soporte por cables y en particular puentes extradados, se justifica principalmente cuando se tienen grandes luces por salvar, en donde los puentes típicos de voladizos con sección viga cajón empiezan a tener muchos inconvenientes, tales como el aumento considerables en los momentos debidos al peso propio, aumento de la tensiones de compresión en la losa inferior y multiplicación en los cables preesforzados de los voladizos. En el puente extradado, la presencia de tirantes, disminuye el nivel de sollicitación del tablero, reduciendo los cables requeridos al interior del

mismo y permitiendo el empleo de secciones con menor altura, reduciendo significativamente el peso de la superestructura.

Al concebir esta idea, surgen preguntas como: ¿será que la tecnología a nivel constructivo de Colombia es óptima y aplicable en puentes extradados?, ¿será que los equipos de construcción disponibles en el medio colombiano están en la capacidad de soportar las cargas impuestas en obra?, ¿existirán constructores y personal calificado en Colombia, para ejecutar obras de esta índole?. Inquietudes como estas hacen pensar a los proyectistas y dueños de las obras, que concebir puentes con sistema de tirantes (extradosado particularmente) implica costos muy elevados. Por tanto, cuando se trata de proyectos de gran magnitud suele recurrirse a tipologías tradicionales (puentes pretensados de viga cajón), o en caso contrario se acude a los servicios de empresas extranjeras, quitándole la posibilidad a la industria colombiana de ejecutar proyectos de estas envergaduras.

4.3.1 Construcción en sitio, como la técnica más viable para construir puentes extradados en Colombia. En la hipótesis de erigir un puente con pretensado extradadoso en el entorno colombiano, resulta más factible realizar construcciones en sitio, dado que, los componentes propios de un sistema de prefabricación (planta de prefabricación, transporte de dovelas y mecanismos de izaje principalmente) suelen ser complejos y costosos. En el caso particular de la planta, el principal inconveniente resulta ser la predominante topografía escarpada y montañosa de Colombia, dado que la planta requiere grandes áreas en condiciones planas (cercana a 2 hectáreas), lo más cerca posible al sitio de obra para agilizar la erección y disminuir los costos de transporte. Los medios de transportes suelen estar

condicionadas al peso de las dovelas a transportar y la accesibilidad al sitio de obra. Generalmente en puentes de grandes luces, el peso de una dovela promedio esta cercano a las 80 toneladas, requiriéndose por lo general el empleo de costosos vehículos de cama baja para su respectivo transporte. Para el izaje de dovelas se requiere de equipos sofisticados (grúas convencionales o “cranes”, piernas de cortante o “shear legs”) tanto en capacidad de izaje como en precisión para la colocación de las dovelas. Para cumplir estos requerimientos las grúas suelen diseñarse empleando materiales (principalmente acero) de alta resistencia, implicando costos elevados en su diseño y en su posterior construcción.

La construcción en sitio de voladizos sucesivos balanceados es por tanto, en términos de económica y practicidad, la más viable y recomendada en puentes extradosados para Colombia. Adicionalmente es la técnica más usada en los diferentes proyectos de puentes con grandes luces construidos hasta ahora en Colombia.

En los últimos años, las empresas constructoras de nuestro país han crecido y tecnificado los productos que desarrollan. Tal es el caso de la empresa Conconcreto S.A, que se ha convertido en pionera en construcción de puentes, con experiencia marcada en sus proyectos, además de tener en su titulo la construcción del puente más grande de Colombia, el puente de Barranca-Yondó.

4.3.2 Principales elementos usados en la construcción en sitio de puentes extradados orientados a Colombia.

4.3.2.1 Particularidades del carro de avance. El elemento principal de la construcción en sitio es el carro de avance o formaleta deslizante. Tratándose de las formaletas que lo conforman, es indispensable llegar a conseguir el equilibrio entre economía y peso de los encofrados. En Europa hay todo un desarrollo tecnológico aplicado a las formaletas, tanto en su colocación como en su desmonte, así como en los materiales que se emplean en su fabricación. En Colombia, como el factor económico es preponderante, traer estas tecnologías del exterior implicaría incurrir en costos muy elevados. La madera es un material económico que podría ser usado efectivamente en nuestro país, para los encofrados laterales y superiores, combinado con el acero, tomando las precauciones necesarias en peso y control geométrico; no obstante, el acero es el material recomendado. Las formaletas de la cara delantera de la dovela deben ser ajustables, dado que los cables y anclajes pueden variar en número y posición de una cara de dovela a otra.

En ciertas circunstancias, se puede recurrir a formaletas existentes de acero, empleadas en construcción de tableros con dimensiones similares de puentes anteriores, ajustándolas de acuerdo a los requerimientos del proyecto en cuestión. El sistema de avance de las formaletas puede establecerse mediante un mecanismo sencillo de rieles, sobre los cuales se desplazan las formaletas o el carro como tal a medida que se van fundiendo las secciones y alcanzando la resistencia necesaria para llevar a cabo el avance.

El emplear secciones de menor canto en puentes extradados, constituye una ventaja con respecto a los puentes pretensados típicos de viga cajón, dado que se reduce el peso de las secciones del tablero a fundir y por tanto, reduce también el peso del carro, el cual es aproximadamente entre $1/3$ y $2/3$ el peso de la dovela más pesada, simplificando su diseño.

El montaje de los carros se realiza teniendo en cuenta la capacidad de carga de los equipos de izaje (grúas) existentes en relación al peso de los elementos que constituyen el carro. Para ello, se realiza el premontaje en módulos o conjuntos a nivel de suelo para subirlos lo más completos posibles a su posición definitiva. Tanto el montaje como el desmontaje de los carros son operaciones muy complejas y deben planificarse con especial atención. En puentes extradados, el hecho de tener carros de avance más livianos, implica equipos de izaje de menor capacidad y por ende, de menor costo.

Algunas empresas extranjeras como DOKA, están dedicadas a la distribución y montaje de todo tipo de formaletas metálicas y carros de avance de la mayor tecnología en el mercado mundial. Los distribuidores más cercanos a nuestro país están en Panamá. Aunque en el sector colombiano podríamos nombrar a LAMINARED, empresa dedicada a la fabricación de todo tipo de encofrados metálicos.

4.3.2.2 Particularidades del sistema de cableado interno y extradado. Al hablar de los cables (cables de ménsula, continuidad y externos al canto de la sección o tirantes), su cantidad, dimensiones y distribución, están dados por los criterios de diseño empleados, dirigidos a simplificar al máximo los procesos constructivos en obra. Las

diferentes tecnologías para las aplicaciones del preesfuerzo en los cables, ya sea en puentes de viga cajón o puentes extradados construidos por el método de voladizos sucesivos balanceados, están estrictamente establecidas, por las empresas proveedoras según la modalidad empleada (pretensado o postensado).

Los cables de preesforzado propios de la sección del tablero (cables de ménsula y continuidad) en puentes extradados, al igual que en puentes pretensados de viga cajón, son generalmente cables de torones (Strand Rope o Seven-wire) o barras, pero se suele tomar los cables de torones conforme a la ASTM A 416 (AASHTO M203). La diferencia radica en que el tablero de un puente extradado, al estar sometido a una menor sollicitación, requerirá un menor número de cables. Los tamaños de estos torones van desde 3/8" a 0.6" de diámetro. El uso de 0.6 pulgadas de diámetro es esencial para tomar el máximo provecho para el concreto de alta resistencia.

Los costos que implica emplear puentes con sistema de tirantes, suele ser el principal motivo por el cual, no suelen implementarse en Colombia puentes con estas tipologías. Como se mencionó en la Sección 3.4, en puentes atirantados especialmente, los tirantes suelen estar sometidos a fenómenos de fatiga, y por tanto, se requieren cables de alta resistencia y por ende, de alto costo (Cables con torones paralelos generalmente "Paralell-Wire Strand"); en el caso de los puentes extradados, se asume un esfuerzo admisible de $0.6f_{pu}$ para los cables extradados (ver Sección 3.4.3) porque la variación en los esfuerzos es baja (menor a 50N/mm^2), eliminando virtualmente los problemas de fatiga, lo cual permite emplear como tirantes, los cables típicos (Cable de torones tradicionales "Strand Rope o Seven-wire")

protegidos acordemente contra la corrosión. Estos cables resultan muy económicos en comparación con los empleados en un puente atirantado tradicional. Esta característica, debe jugar un rol primordial, al momento de presupuestarse las diferentes alternativas de puentes cuando se trata de dar solución a obstáculos de gran distancia, confiriéndole ventajas económicas, estructurales y estéticas al puente extradado con respecto a la opción tradicional en el medio colombiano (puentes pretensados de viga cajón).

Internacionalmente las empresas con mayor reconocimiento en suministro de cables y sistemas de preesforzado son VSL (Post-Tensioning & Reinforcement Systems) y DYWIDAG Sistemas Constructivos S.A (DSI), las cuales están especializadas en cables de acero y otros materiales, pretensados y postensados para puentes y otras estructuras. En Colombia no existen empresas que estén lo suficientemente desarrolladas y capacitadas en las tecnologías y normas de diseño para la elaboración y suministro de estos productos, por lo que se hace necesario recurrir a empresas extranjeras idóneas. Se requiere buscar de proveedores establecidos en nuestro país. VSL tiene su proveedor, el cual es la empresa TENSAR LTDA, establecida en Bogotá; y la representante de DYWIDAG es la empresa SISTEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION LTDA, con oficinas también en la ciudad de Bogotá.

4.3.2.3 Particularidades del sistema de Anclaje. Los anclajes de un puente extradado, constituyen su principal característica y ventaja con respecto a un puente atirantado convencional. El hecho de controlarse los problemas de fatiga en el diseño, disminuye el nivel de sollicitación de los cables y por consiguiente, la concentración de

esfuerzos en los anclajes. Esta particularidad permite anclajes convencionales (ver Sección 3.6.2), evitando los costosos y complejos anclajes de un puente atirantado convencional (anclajes tipo DINA y anclajes tipo HiAm. ver Sección 3.6.1.3).

Para el caso particular del anclaje de los cables en las torres, como opción alternativa al anclaje convencional suele recurrirse a sillas de anclaje, otorgándole continuidad al cable a través de las torres hasta el vano adyacente para lo cual, la variabilidad de esfuerzos por diseño debido a carga viva no debe exceder los 50N/mm^2 , como se mencionó en la Sección 3.6.3.

Normalmente en la torre puede establecerse el sistema de anclaje, mediante una caja metálica (acero recomendablemente), a la cual llegan los diferentes cables extradosados empleados. Sin embargo es una estructura pesada, aunque no hay problema cuando ésta puede ser construida en una sola pieza empleando una grúa con la capacidad suficiente para realizar su respectivo izaje. Cuando la caja debe construirse sobre tierra, en zonas donde grandes grúas no pueden ser usadas, es necesario separar la estructura en secciones de peso tal que permita construir las en tierra y posteriormente ser llevadas y ensambladas hasta su posición final (ver Sección 3.6.3). Por tanto, su diseño debe estar acorde a la capacidad de levantamiento de los equipos con los que se disponga.

Los sistemas y técnicas de anclaje, generalmente son establecidas por los proveedores de cables, según el tipo de cable empleado y las disposiciones propias de cada diseño. Algunos de los proveedores más reconocidos en la construcción de puentes de grandes magnitudes y en

particular puentes extradados, se mencionaron en el numeral inmediatamente anterior.

4.3.2.4 Particularidades en el uso de apoyos temporales durante la construcción. En la construcción en sitio, y cuando se trata de luces grandes, es necesario emplear apoyos y andamiajes temporales, con el fin de contrarrestar los momentos desestabilizadores que se generan por descompensación de cargas propias de la construcción (ver Sección 3.7). Una de las ventajas de emplear tirantes definitivos, es que estos, al colocarse simultáneamente con los segmentos fundidos, sirven como estabilizadores del voladizo en construcción, garantizando la integridad del puente durante su erección y evitando el uso de apoyos temporales, los cuales dependiendo de la altura del puente y las condiciones del sitio, puede resultar compleja su instalación, particularmente en puentes cuyas vanos cruzan corrientes de agua. En el caso de requerir apoyos temporales, como en la fundición de los segmentos adyacentes a la dovela de pila y hasta encontrar los primeros tirantes, estos apoyos no representan mayor complejidad, dado que pueden apoyarse en la cimentación de la pila sobre la cual se esté erigiendo, equipados con gatos hidráulicos sencillos, que permitan controlar y corregir posibles caídas en los voladizos.

Al final, y con base a las consideraciones establecidas anteriormente, pensar en la idea de un puente extradado en Colombia, se constituye en algo realizable y funcional. Desmitificando las falsas creencias que llevan a pensar que construir un puente con sistema de tirantes en Colombia no es concebible por la carencia de las tecnologías necesarias y sus costos elevados, lo cual ha llevado a recurrir casi

exclusivamente a puentes de sección viga cajón cuando los proyectos implican sortear grandes luces, desechando otras alternativas, en la mayoría de los casos, por desconocimiento de las mismas, como sucede con los puentes extradados.

En consecuencia, uno de los objetivos de este documento, consiste en ilustrar e introducir el concepto de puente con pretensado extradadosado como una tipología alternativa en la construcción de puentes con luces entre los 100 y 200m. Para lo cual se presentan los diferentes métodos constructivos empleados en la actualidad y se establecen una serie de generalidades enfocadas a la construcción de puentes extradadosados mediante voladizos sucesivos balanceados fundidos en sitio, la cual es la técnica constructiva más conocida y empleada en Colombia, para puentes de grandes luces.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Relacionadas a los puentes con pretensado extradados como una tipología estructural:

- El puente con pretensado extradados, desde su concepción original en el año de 1988 por el francés J. Mathivat, más allá de ser un híbrido o tipo intermedio entre puentes pretensados de viga cajón y puentes atirantados (al reunir características tanto estructurales como estéticas de ambos puentes), es una tipología estructural de puentes con su propia identidad. Cuyo principal distintivo, radica en el hecho de que los tirantes empleados en el pretensado exterior, se diseñan para trabajar con una máxima oscilación de tensión de 8 kg/mm^2 , bajo una tensión de trabajo máxima de $0,6f_{pu}$, sin presentarse problemas de fatiga, siempre y cuando, los tendones estén suficientemente protegidos contra posibles fenómenos de fatiga por rozamiento o fatiga por corrosión.
- Desde el punto de vista económico, resulta práctico implementar un puente con esta tipología, para salvar luces entre los 100 y 200m. El hecho de permitir tecnologías de pretensado convencional gracias a la no presencia de problemas de fatiga, descartando el uso de los costosos y complejos anclajes empleados en puentes atirantados para los cables de pretensado exterior, se constituye en un ahorro sustancial en los costos del proyecto.

Relacionadas a los métodos y sistemas constructivos:

- Generalmente sistema y método constructivo son terminologías que se tienden a confundir y a dárseles el mismo significado. Es necesario aclarar que el método constructivo hace referencia al procedimiento en general que debe seguirse para llevar a cabo cualquier estructura y el sistema constructivo comprende todos aquellos elementos, técnicas y tecnologías aplicadas al método constructivo.
- La construcción de tableros por el método constructivo de luz a luz, resulta muy limitado, dado que se hace necesario cantos de altura constante, alineamientos rectos a lo largo del eje del puente y es propio para luces cortas por debajo de los 50 m, ya que concebir luces mayores implicaría falsos apoyos (andamiajes) de grandes dimensiones que resultarían costosos para el proyecto. El uso de este método a un puente extradado llevaría a limitaciones constructivas por las luces largas y la implementación de cantos variables, las cuales son características propias de estos puentes.
- La construcción de puentes por el método de empujes se limita a puentes rectos o con curvas de radio constante. Su uso económico se centra a luces menores 100m, ya que al ser mayores se requerirá de falsos apoyos (andamiajes) que soporten los momentos generados. En puentes con luces de gran tamaño, las dimensiones del tablero se incrementan considerablemente, así como su peso, lo que requeriría la

implementación de soportes temporales de mayor resistencia y un sistema de empuje de mayor capacidad, dificultando su maniobrabilidad. Debido a las torres que poseen los puentes extradosados se hace ilógico su ejecución por este método, y si por se llegase a realizar, sería antieconómico y sería difícil la maniobrabilidad en obra.

- La construcción de puentes por el método progresivo se limita casi que exclusivamente a luces cortas, entre 30 y 50m, debido a los altos momentos que se generan en el voladizo. Su uso es antieconómico para luces de grandes dimensiones, por tal razón, este método es usado en situaciones en donde se presentan limitaciones para los demás métodos. Este método no es pensable para puentes extradosados, dado que luces más largas implicaría requerir de apoyos provisionales para ayudar al voladizo; además que la torre impediría la construcción unidireccional del puente.

Relacionadas al sistema de cables y anclajes empleados en puentes con tirantes (atirantados y extradosados):

- Al momento de diseñar el preesforzado de la sección, se debe tener especial cuidado en el número de cables tanto de ménsula como de continuidad por distribuir en la sección, dado que son éstos quienes definirán el espesor de las almas y de las losas superiores e inferiores. Cuando el número de cables resulta considerable y distribuirlos al interior de la sección implica tener secciones muy robustas debido a los espesores requeridos,

generando incrementos significativos en el peso propio, se recomienda recurrir a cables externos, cuyo uso trae consigo la ventaja de disminuir los espesores en las almas y losas y con ello el peso propio de la sección. Adicionalmente, estos cables tienen menor riesgo de sufrir corrosión, al no quedar expuestos entre juntas como en el caso de los cables internos, lo cual podría posibilitar la implementación de juntas secas, evitando incurrir en los altos costos que conlleva el uso de resinas epóxicas. No obstante, y en lo posible se recomienda el tratamiento de juntas mediante resinas.

- La complejidad del anclaje requerido tanto para cables de la sección del tablero y tirantes o cables extradados, debe establecerse en función del nivel de sollicitación de los mismos. Los cables propios de la sección del tablero, suelen disponer de anclajes típicos como los tratados en la Sección 3.6.2.1. Cuando se trata de puentes atirantados, en donde los tirantes tienen un alto grado de sollicitación (Anclaje HiAm y Anclajes DINA, con resistencia a la fatiga cercana a los 250N/mm^2 con 2'000.000 de ciclos de carga) y cuya variación de tensiones es grande, produciendo serios problemas de fatiga, se requieren anclajes especializados. En el caso de los puentes extradados, al controlarse las variaciones de tensiones en sus tirantes, eliminando virtualmente los problemas de fatiga, pueden implementarse sistemas de anclaje convencionales como los empleados en los cables del tablero, disminuyendo significativamente los costos del proyecto, a menos que el

análisis realizado durante el diseño exija emplear anclajes especiales como en el caso de un puente atirantado.

Relacionadas a la construcción de voladizos sucesivos balanceados fundidos en sitio:

- Se puede resaltar que la construcción en sitio es económica, si el número de dovelas usadas en el proyecto es inferior a 350. Si el puente ya es de una dimensión tal, que sobrepasa este número de dovelas, es recomendable que se use la construcción por dovelas prefabricadas, dado que construir puentes largos requerirá de numerosos carros de avance, que implica costos en obra, además que el tiempo total de construcción se aumenta considerablemente.
- Se debe tener un control estricto con las flechas inducidas por el peso del voladizo, cada vez que este aumenta. El control geométrico es por esto muy importante, y se controla comparando las medidas teóricas con las tomadas directamente del puente, garantizando una alineación precisa, detectando y corrigiendo errores que se puedan cometer.
- Se concluye que, la construcción en sitio es recomendable por su versatilidad al momento de acomodarse a las condiciones propias del proyecto. No en todos los lugares del mundo se puede conseguir la tecnología suficientemente óptima como para realizar dovelas prefabricadas, lo cual lo convierte, en ocasiones, en la única opción a tomar. Por otro lado, el estricto control en

obra y rigurosos chequeos en la operación son necesarios para garantizar la estabilidad del voladizo y la buena ejecución del proyecto.

Relacionadas a la construcción de voladizos mediante dovelas prefabricadas:

- La prefabricación, desde su introducción en la construcción de puentes mediante voladizos, por Jean Muller en el puente Choisy-le-Roi, se ha venido generalizando al punto de convertirse en una alternativa viable desde un punto de vista tanto económico como práctico, en puentes cuya longitud total pueda ser cubierta, mediante la construcción de un número de dovelas superior a 350 unidades, con vanos de longitud entre los 25 y 150m. Por tanto, se recomienda implementar la construcción de tableros con segmentos prefabricados, en el caso de puentes que cubran grandes longitudes, en donde el número de segmentos a prefabricar sea considerable, justificando con ello, los costos incurridos en adecuar una o varias plantas de prefabricación, emplear equipos de transporte e izaje de alta capacidad entre otros.
- Una buena programación en la construcción por segmentos prefabricados es fundamental para aprovechar al máximo las múltiples ventajas que ofrece con respecto a la fabricación en sitio. La diferencia entre la productividad de dovelas por parte de la planta y la tasa de erección de dovelas por parte del equipo empleado (grúa convencional, grúa-pórtico, viga lanzada, etc),

debe compensarse, de modo tal, que el equipo de erección a partir de su entrada en funcionamiento, pueda erigir dovelas de forma continua, evitando retrasos en los tiempos de la obra y pérdidas por para y subutilización de los equipos. Para lo cual, la planta debe iniciar sus labores de prefabricación de dovelas, meses antes del inicio de los procesos de erección del tablero. Este tiempo debe ser el suficiente para que la planta logre construir el número de dovelas necesarias para equilibrar la relación entre dovelas erigidas y dovelas disponibles en sitio, durante todo el proceso de erección del tablero.

- El método con el cual se fabricarán las dovelas, debe escogerse principalmente con base al alineamiento del tablero, dimensiones y forma de las dovelas y área disponible en la planta. Sin importar el método que se elija, el control geométrico, juega un papel fundamental durante la prefabricación, por consiguiente, debe establecerse un riguroso sistema de control geométrico con equipos apropiados y de alta precisión, sistematizando (uso de software especializados) en lo posible dicho control para así disminuir en mayor proporción los errores, al momento de realizar el montaje de las dovelas.

El método más recomendado y empleado hoy en día, es el de molde fijo o “short line method”, el cual puede emplearse para cualquier alineamiento y forma del tablero. La unidad o célula de prefabricación, puede ajustarse para la fabricación de los diferentes tipos de dovelas de un puente con geometrías relativamente complejas, dovelas con canto constante o variable,

con almas verticales o inclinadas, tableros con curva horizontal y/o vertical, con pendiente longitudinal y/o transversal. A medida que se van fundiendo las dovelas, éstas son llevadas a la zona de almacenamiento, lo cual reduce considerablemente el área requerida en la planta para este proceso. Lo anterior lo constituye en un método versátil y práctico, principalmente para puentes con tableros de cualquier longitud y con las características mencionadas.

En lo que respecta al método de mesa larga o “long line method”, su principal limitación está dada en que sólo puede ser implementado para tableros de puentes rectos o con curvatura constante, adicionalmente, el método se basa en reproducir en la planta el vano a construir, por tanto requiere de gran espacio, convirtiéndose en un factor crítico para el área de la planta. Sin embargo, su uso podría establecerse para puentes con luces no muy grandes (por debajo de los 100m o menos).

- Para facilitar el ensamble y soportar la dovela siguiente durante el montaje, deben emplearse llaves de cortante en las caras de las mismas. El dimensionamiento de dichas llaves, debe realizarse teniendo en cuenta que su función es guiar la dovela hacia su posición correcta durante el ensamble y participar en la transmisión de la fuerza cortante y el momento torsional entre dovelas, durante el montaje y posteriormente cuando la estructura entre en funcionamiento. Las juntas generadas entre segmentos, deben tratarse con especial cuidado, dado que suelen constituir un punto crítico en caso de permitir filtraciones que puedan llegar al sistema de cableado que se encuentra al

interior de la losa superior de la sección, generando problemas de corrosión. Por tal motivo, se recomienda emplear juntas tratadas con resinas, las cuales impermeabilizan la junta, garantizan en mayor medida la unión de las dovelas y a su vez actúa como lubricante, facilitando el ensamble de las mismas.

- Los mecanismos de izaje y colocación de dovelas más acordes y recomendados para puentes con pretensado extradadoso y puentes con sistema de atirantamiento en general, son el método de erección mediante un dispositivo autónomo (grúas o “cranes”) y el método de equipo móvil apoyado sobre el tablero (shear legs). Los cuales a diferencia de los restantes mecanismos de izaje, tienen la ventaja de mantener libre la parte superior del tablero durante todo el proceso de erección, permitiendo realizar la colocación respectiva de los cables extradadosos de manera simultánea con las dovelas sin mayores interferencias, lo cual es fundamental en el sistema de estabilización de los voladizos durante la erección.

Relacionadas a la ilustración de los puentes con pretensado extradadoso en el entorno colombiano construidos mediante voladizos sucesivos:

- La opción de construir puentes soportados por cables y en particular puentes extradadosos, es viable como una solución para cruzar y conectar grandes distancias en condiciones topográficas agrestes propias de montañas escarpadas y grandes ríos que presenta Colombia, obteniendo estructuras

confiables, duraderas, con gran estética y de costos relativamente bajos en comparación con puentes atirantados clásicos.

- En el medio constructivo colombiano, el método de voladizos sucesivos fundidos en sitio es conocido y ampliamente empleado en la construcción de puentes, principalmente en puentes pretensados de viga cajón. Por otra parte y como se mostró en este documento, este método también es el más empleado en la construcción de puentes extradados. Lo cual constituye una ventaja, en el evento de proyectarse la construcción en Colombia de un puente con esta tipología.
- Con base a las diferentes realizaciones de puentes mediante voladizos sucesivos llevadas a cabo hasta la actualidad. Se sugiere la construcción en sitio como la más apropiada en el entorno colombiano, dado que dichos proyectos (puente pretensado de viga cajón entre Barraca-Yondó y puente atirantado del Viaducto Pereira y Dos Quebradas principalmente) han demostrado que las empresas constructoras colombianas, cuentan con la experiencia y las tecnologías necesarias para planear, programar y ejecutar proyectos constructivos de puentes con pretensado extradadosado y puentes atirantados con luces medias a grandes.
- La construcción mediante dovelas prefabricadas, aunque no constituye la opción más viable y práctica para Colombia (ver Sección 4.3.1), no es del todo descartable. Principalmente

cuando se tienen tableros de puentes con grandes longitudes, en donde el número de dovelas (generalmente por encima de 350 dovelas) o segmentos requeridos es tal que, resulta más viable desde el punto de vista económico, práctico y en velocidad constructiva (con una tasa de erección del orden de 10 a 15 veces mayor), implementar un método de prefabricación en comparación a la construcción en sitio. No obstante, un minucioso análisis de costo-beneficio es necesario para ver en qué medida las ventajas propias del método ya mencionadas, justifican el incurrir en los costos que implica la construcción por segmentos prefabricados (planta de prefabricación, método de prefabricación, medios de transporte y equipos de izaje y montaje de las dovelas).

BIBLIOGRAFÍA

LIBROS:

BENAIM, R. The Design of Prestressed Concrete Bridges, Concepts and principles. Taylor & Francis Group, 1 ed. New York, 2008.

CHEN, Wai-Fah y DUAN, Lian. Bridge Engineering Handbook. Segmental Concrete Bridge. Boca Ratón: Editorial CRC Press, 2000.

MATHIVAT, J. Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos. Editores Técnicos Asociados S.A. 1 ed. española, Barcelona, 1980.

TESIS

ISHII, Marcio. Sistemas estruturais de pontes extradorsos. São Paulo, 2006. Tesis de maestría (Magíster en Ingeniería Civil). Escuela Politécnica de la Universidad de Sao Paulo. Departamento de Ingeniería de Estructuras y Geotecnia. Ingeniería de Estructuras. Disponible en biblioteca digital de tesis y disertaciones de la Universidad de Sao Paulo:
<<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-08032007-170442/>>

GUNNAR, Lucko. Means and Methods Analysis of a Cast-In-Place Balanced Cantilever Segmental Bridge: The Wilson Creek Bridge Case Study. Virginia, 1999. Trabajo de Maestría (Maestro de ciencia en Ingeniería Civil). Virginia Polytechnic Institute. Disponible en Digital

Library and Archives: < <http://scholar.lib.vt.edu/theses/available/etd-120199-224950>>.

MIRANDA DOS SANTOS, Daniel. Comportamento Estrutural de Pontes com Protensão no Extradorso. São Paulo, 2006. Tesis de maestría (Magíster en Ingeniería Civil). Escuela Politécnica de la Universidad de Sao Paulo. Departamento de Ingeniería de Estructuras y Fundaciones. Ingeniería de Estructuras. Disponible en biblioteca digital de tesis y disertaciones de la Universidad de Sao Paulo:
<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-08032007-170442/>

REVISTAS, FOLLETOS, ARTICULOS Y NOTAS

CAL Y MAYOR Y ASOCIADOS. Viaductos La Estampilla ganaron El Premio Nacional de Ingeniería 2009. En: Comercial .Disponible en: <<http://www.calymayor.com.mx/comercial/archivos/Viaductos%20La%20Estampilla%20R.pdf>>

CHIO CHO, Gustavo y APARICIO BENGOCHEA, Ángel. El puente con pretensado extradorsado. Un nuevo tipo estructural. En: UIS Ingenierías. Vol. 1, No. 1 (Mayo, 2002).

DYWIDAD-SYSTEMS INTERNATIONAL. Sistemas DYWIDAG de postesado de cable adherente. En: Dywidag Sistemas Constructivos S.A. (Diciembre 2008). Disponible en: < <http://www.dywidag-sistemas.com/descargas/fasciculo-espana.html>>

INGETEC S.A. Puentes y Viaductos. En: Folletos INGETEC .Disponible en:

< <http://www.ingetec.com.co/folletos/folletos.htm>>

INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO – ICPC. Construcción de Puentes en Concreto, con el Sistema de Voladizos Sucesivos. En: El cemento y el concreto, banco de documentos. Edición 106. (mayo 2006). Disponible en: < <http://www.icpc.org.co/site/assets/attach/puentes.pdf>>

KASUGA, Akio. Extradosed bridges in Japan: Extradosed cable. En: Structural Concrete Journal. 7. No. 3 (Septiembre, 2006).

LLOMBART, José Antonio y FORT, Jordi Revoltós. Puente Sobre el Río Deba (Autopista Vitoria – Eibar). En: Revista de Obras Públicas. Nº 3.459, AÑO 152, Octubre 2005.

MATHIVAT, Jacques. Recent developments in prestressed concrete bridges. FPI notes, 1988.

SHUSHKEWICH, Kenneth W. Design of Prestressed Concrete Bridges to Accommodate Future Widening. En: PCI Journal [en línea]. (Marzo – Abril, 2006).

< http://www.pci.org/view_file.cfm?file=JL-05-MAY-JUNE-7.pdf>.

TASSIN, Daniel. Jean M. Muller: Bridge Engineer with Flair for the Art Form. En: PCI Journal [en línea]. (Marzo – Abril, 2006).<

http://www.pci.org/view_file.cfm?file=jl-06-march-april-6.pdf>

VSL INTERNATIONAL LTD. The Incremental Lauching Method in Prestressed Concrete Bridge Construction. En: VSL INTERNATIONAL.

(abril 1977).

<http://www.vsl.net/Portals/0/vsl_tecnreports/PT_Incremental_Lauching_Method.pdf>

SIMPOSIOS, SEMINARIOS, CONFERENCIAS Y PONENCIAS Y APUNTES DE CLASE

APUNTES DE CLASE de Jorge A. Capote Abreu, Profesor de la asignatura “TECNOLOGIA DE LA PREFABRICACION EN CONSTRUCCION” de la Universidad de Cantabria. Cantabria, España. Disponible en: <http://grupos.unican.es/gidai/03%20-%20PLANTAS%20DE%20PREFAB.pdf>

APUNTES DE CLASE de Santiago Hernández Ibáñez y Aitor Baldomir García, Profesores del curso de “Puentes II” de la Universidad de La Coruña. Ciudad de la Coruña, España.

KASUGA, Akio. Construction of extradosed bridges in Japan. En: Seminar On Design & Construction PC Cable Stayed Bridges. (2002: Kuala Lumpur). Disponible en: <<http://rakan1.jkr.gov.my/cjalan/editor/files/construction%20of%20extradosed.pdf>>

KUMAR, K. Automated Geometry Control of Precast Segmental Bridges. En: The 25th International Symposium on Automation and Robotics in Construction. (Junio, 2008: Vilnius Lithuania). Disponible en: <http://www.iaarc.org/external/isarc2008-cd/www/3/3_sec_014_Kumar_et_al_Automated.pdf>

MONDORF. Puentes en Hormigón 2007. Universidad de Chile.
Seminario: Diseño y Construcción de Puentes Disponible en:
https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2007/2/CI62Q/1/material_alumnos/

NORMATIVAS Y MANUALES

Precast/Prestressed Concrete Institute-PCI. Precast, Prestressed Concrete Bridges- The High Performance Solution. En: Publication Bridge Design Manual. (octubre 97). Disponible en:
<<http://www.pci.org/publications/bridge/index.cfm>>

Service d'études techniques des routes et autoroutes -Sétra.
Prestressed Concrete Bridges built using the Cantilever Method. En: SETRA. (septiembre 2007). Disponible en:
<<http://www.setra.equipement.gouv.fr/In-English.html#reference>>

PAGINAS WEB

BIBLIOTECA LUIS ÁNGEL ARANGO. El puente Pumarejo sobre el río Magdalena (Agosto 1999). [en línea]
<<http://www.lablaa.org/blaavirtual/revistas/credencial/agosto1999/116puente.htm>>

CONCRETO S.A. Puente Guillermo Gaviria Correa, Yondó-Barancabermeja [en línea]
<<http://www.concreto.com/Default.aspx?tabid=58&idProyecto=89>>