



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ASPECTOS GENERALES DE CONSTRUCCIÓN  
DE PUENTES EN DOBLE VOLADIZO**

**T E S I S   P R O F E S I O N A L**  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
**I N G E N I E R O                      C I V I L**  
P R E S E N T A :  
**JOEL                      ARAGÓN                      CÁRDENAS**

DIRECTOR DE TESIS:  
DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ



MÉXICO, D.F.

2006

*A mis Padres*

*A ellos por que me han enseñado de la vida , la razón y la nobleza.  
Por todo el esfuerzo que ha significado llegar hasta aquí con todos  
nosotros, como una forma de honrar su cariño, los amo.*

*A mis Hermanos*

*Por ser esos amigos que han estado y estarán a mi lado, no solo en  
los momentos difíciles . No sería yo el mismo, si me hubiera  
faltado alguno de ustedes.*

*A todas esas personas que han formado parte en mi vida y que han  
dejado alguna huella, muchas gracias.*

*Joel Aragón Cárdenas*

**ASPECTOS GENERALES DE CONSTRUCCIÓN DE PUENTES EN DOBLE VOLADIZO.****Introducción.**

|  |    |
|--|----|
| <b>Capítulo I.-</b> Construcción de puentes en doble voladizo en el mundo y en México.         | 1  |
| I.1.- Construcción de puentes en voladizo en el mundo.   | 2  |
| I.2.- Construcción de puentes en voladizo en México.   | 11 |
| <b>Capítulo II.-</b> Construcción de la subestructura.   | 20 |
| II.1.-Control de calidad de los materiales empleados para la construcción de la subestructura. | 21 |
| II.1.1.- Concreto.   | 22 |
| II.1.2.- Acero.  | 25 |
| II.1.3.- Cables de presfuerzo.   | 26 |
| II.1.4.- Neopreno.   | 26 |
| II.1.5.- Mortero para inyección.   | 27 |
| II.1.6.- Cimbras.  | 27 |
| II.1.7.- Piezas prefabricadas de concreto.   | 27 |
| II.2.- Cimentaciones.  | 29 |
| II.2.1.- Cimentaciones superficiales.  | 29 |
| II.2.2.- Cimentaciones profundas.  | 31 |
| II.2.3.- Cilindros y cajones de cimentación.   | 31 |
| II.2.4.- Pilotes hincados, de concreto reforzado.  | 34 |
| II.2.5.- Pilotes hincados, de concreto presforzado.  | 36 |
| II.2.6.- Pilotes o pilas coladas en sitio.   | 37 |
| II.3.- Pilas.  | 37 |
| II.3.1.-Construcción de las pilas usando cimbras deslizantes.                                  | 39 |
| II.3.2.-Construcción de las pilas usando cimbras trepadoras.                                   | 41 |
| II.4.- Dovela de pila.   | 44 |
| <b>Capítulo III.-</b> Construcción de la superestructura                                       | 47 |
| III.1.- Proceso constructivo.  | 48 |
| III.1.1.- Construcción en voladizo con colado en sitio.  | 49 |
| III.1.2.- Construcción en voladizo con piezas prefabricadas.                                   | 50 |
| III.1.3.- Construcción en voladizo utilizando armadura deslizante.                             | 52 |
| III.2.- Control de calidad de los materiales.  | 54 |
| III.2.2.- Línea corta de prefabricación.   | 54 |
| III.2.3.- Línea larga de prefabricación.   | 56 |

|  |           |
|--|-----------|
| III.2.4.- Sistemas de presforzado.   | 57        |
| III.2.4.1.- Sistema Freyssinet.  | 58        |
| III.2.4.2.- Sistema Dywidag.   | 59        |
| III.2.4.3.- Sistema BBRV.  | 61        |
| III.2.4.4.- Sistema Baur-Leonhardt.  | 62        |
| III.2.4.5.- Sistema de la Société des Grands Travaux de<br>Marseille (SGTM). | 63        |
| III.2.4.6.- Sistema VSL.   | 64        |
| III.2.4.7.- Sistema Gifford-Udall.   | 65        |
| III.2.4.8.- Sistema Stronghold.  | 66        |
| III.3.- Dovelas intermedias.   | 68        |
| III.3.1.- Funcionamiento de los carros de colado.                            | 69        |
| III.3.2.- Distribución de los cables de presfuerzo.                          | 75        |
| III.3.3.- Aplicación del presfuerzo.   | 76        |
| III.4.- Dovela en estribos.  | 77        |
| III.5.- Dovela de cierre.  | 79        |
| <b>Capítulo IV.- Control geométrico.</b>                                     | <b>81</b> |
| IV.1.- Aspectos topográficos.  | 82        |
| IV.1.1.- Instrumentos.   | 82        |
| IV.1.2.- Métodos topográficos.   | 83        |
| IV.1.2.1.- Trazo de alineaciones.  | 83        |
| IV.1.2.2.- Métodos planimétricos.  | 84        |
| IV.1.2.3.- Métodos altimétricos.   | 84        |
| IV.2.- Aspectos de campo.  | 85        |
| IV.2.1.- Control geométrico en una línea corta de prefabricación.            | 87        |
| <b>Capítulo V.- Conclusiones.</b>  | <b>92</b> |
| <b>Bibliografía.</b>   | <b>95</b> |

## **Introducción**

## **Introducción.**

Un puente es una estructura que salva un obstáculo, sea río, foso, barranco o vía de comunicación natural o artificial y que permite el paso de peatones, animales o vehículos. De aquí la importancia de estudiar los métodos constructivos de estos. Por lo general, la estructura de un puente está compuesta fundamentalmente por dos partes principales las cuales son superestructura y subestructura.



La superestructura comprende todos los componentes que se encuentran por encima de los elementos de soporte como son: superficie de rodamiento, sobre la cual circulan los vehículos, puede ser de asfalto o de concreto; losa, cuya función principal es la de distribuir las cargas transversal y longitudinalmente en toda la longitud del puente; y finalmente las vigas, que son los miembros principales del puente y se diseñan para resistir el trabajo a flexión ocasionado por el tránsito de vehículos.

La subestructura está formada por todos aquellos elementos que requiere la superestructura para sustentarse, como son apoyos, columnas, pilas, estribos y cabezales. Su función es la de transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a la cimentación.

Atendiendo al tipo de estructura empleada, los puentes pueden ser de vigas, de arcos, de armaduras, en voladizo, sustentados por cables (colgantes y atirantados) y de pontones o flotadores.

Los materiales empleados en la construcción de puentes a lo largo de la historia han sido sucesivamente la madera, las piedras y las fibras vegetales naturales, que fueron dando paso a los ladrillos, al hormigón, al hierro, al acero, el concreto

armado y, finalmente el concreto presforzado, que es en la actualidad el que más se emplea atendiendo a las ventajas que proporciona sobre los otros tipos de materiales.

Las construcciones de concreto presforzado comenzaron a desarrollarse a partir de 1928, cuando el ingeniero francés Eugene Freyssinet introdujo una importante innovación al utilizar acero de alta resistencia para el presforzado. En sus trabes ligó el concreto con el acero originando un material homogéneo, y demostró el efecto de la deformación progresiva.

El concreto presforzado permitió la construcción de puentes más resistentes y llevó aparejado un nuevo procedimiento constructivo: la construcción de puentes mediante el avance en voladizo, que acabó imponiéndose en la construcción de puentes. Esta técnica consiste en construir dovelas sucesivamente, avanzando en voladizo sobre las ya construidas; requiere medios de instalación muy potentes, pero permite una mayor industrialización de la obra y un montaje más rápido que otros sistemas. En el presente trabajo de tesis se tratará a grandes rasgos este procedimiento, mostrando en primer término como se fue desarrollando a partir de 1930, para proseguir con el desarrollo de esta técnica en México y concluir el primer capítulo con un listado de algunos de los puentes de mayor importancia en nuestro país construidos utilizando esta técnica.

Posteriormente, se explican de manera general las partes de que se conforma la subestructura y algunas de las características que debe cumplir en cuanto a calidad de materiales y procesos constructivos, principalmente las cimentaciones. Se concluye el capítulo con la descripción de algunos ejemplos de construcción de dovelas de pilas, que a pesar de ser parte de la superestructura generalmente se construyen de forma monolítica con la subestructura.

Después, se describe el proceso de construcción de puentes en doble voladizo, materia de estudio de este trabajo, mostrando las diferentes variedades que existen en esta técnica. Se explican, una a una las diferentes partes de la superestructura, como son las dovelas intermedias, las dovelas de estribo y las dovelas de cierre, con las cuales se cierra este capítulo.

Finalmente, en el capítulo dedicado al control geométrico, se explican algunos procesos físicos que ocurren durante la construcción de la estructura y que hay que tener en cuenta para evitar posibles errores y defectos en la obra. Para ello se describen de manera general los aspectos a considerar para llevar un buen control geométrico de la obra.

## **CAPITULO I**

### **Construcción de puentes en doble voladizo en el mundo y en México**

## **CAPITULO I.- CONSTRUCCIÓN DE PUENTES EN DOBLE VOLADIZO EN EL MUNDO Y EN MEXICO.**

### **I.1.- Construcción de puentes en voladizo en el mundo.**

Esta técnica constructiva comenzó a practicarse en Brasil desde 1930, cuando debido a la corriente del río do Piexe, el ingeniero alemán Baumgarten se vió forzado a renunciar a un andamiaje tradicional en la construcción del puente Santa Catalina, figura I.1, con lo cual se cerró en voladizo el claro central de éste puente de 68 m, siendo éste el primer montaje en voladizo de un puente de concreto reforzado. El montaje se realizó avanzando el encofrado de madera en secciones de 1.5 m de longitud.

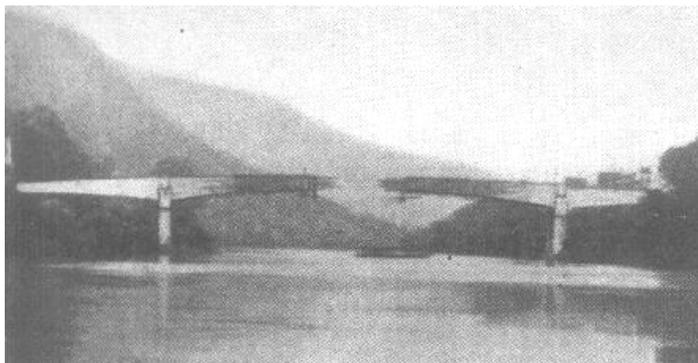


Figura I.1.- Puente Santa Catalina, Brasil

Sin embargo, ésta forma de construcción tuvo poca trascendencia en sus primeros años, pues solamente se repitió una vez más en Inglaterra en el año de 1937, con la construcción del puente de Severn; sólo el concreto postensado permitiría el desarrollo de este procedimiento de construcción. Con carros de montaje en voladizo, especialmente contruidos, se utilizaron por primera vez longitudes de sección entre 3 y 4 m, aumentando así el ritmo de la obra y su rentabilidad.

En el año de 1948 la compañía alemana Wayss & Freytag, en un proyecto realizado conjuntamente con Freyssinet para el puente sobre el Rin de Coblenza-Pfaffendorf, con un claro de 181 m, utilizó el empleo de cables tensores en el montaje en voladizo de cada una de las vigas, con tubos a manera de canales para los cables de tensión. Las diversas secciones prefabricadas de las vigas debían ensamblarse con ayuda de grúas de colocación, en lugar de carros de encofrado. Este método también se aplicó en el montaje parcial en voladizo del puente sobre el río Marne, figura I.2; tras el pretensado se rellenaron con concreto los tubos protegiendo contra la corrosión los cables tensores.



Figura I.2.- Puente sobre el río Marne.

Bajo la dirección de U. Finsterwalder, jefe de ingenieros de la firma Dyckerhoff & Widmann, entre 1950 y 1951, se vuelve a utilizar éste procedimiento en la construcción del puente sobre el río Lahn en Balduinstein, de 62 m de claro. Unos años más tarde se supera la longitud de 100 m en los tres claros principales del puente sobre el río Rhin de Worms, con un claro máximo de 114 m, y en 1965 se establece el récord provisional para vigas de alma llena de concreto presforzado, con 208 m en el claro principal del puente sobre el Rhin, en Bendorf (figura I.3).

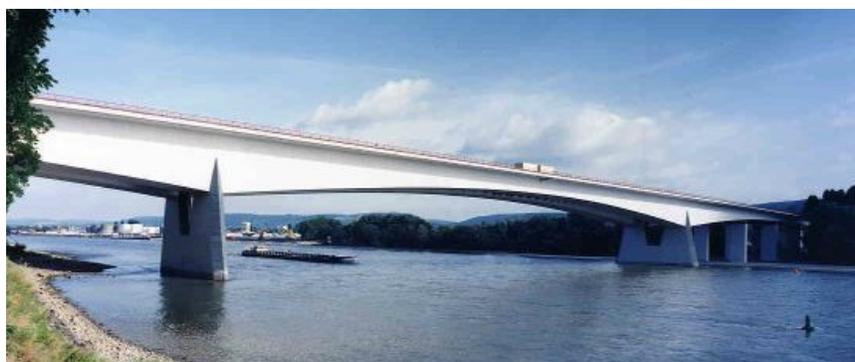


Figura I.3.- Puente sobre el Rhin, Bendorf, Alemania.

En 1954, la compañía Polensky & Zöllner, aplicó por primera vez una técnica de construcción en la cual se prepararon solamente los canales de deslizamiento para los cables tensores que finalizaban en secciones de concreto coladas posteriormente, los cuales podían prolongarse a voluntad, de dovela en dovela, mediante conectores u otros tubos huecos de longitud adecuada. Para que estos tubos conservaran su forma exacta al aplicar el concreto, se reforzaron mediante la colocación de tubos de acero de pared fina o de otros materiales, con lo que se garantizó un canal de deslizamiento abierto, que permitió una introducción posterior sin problemas de los cables tensores.

A pesar de algunos proyectos notables para puentes de grandes dimensiones, no se pudo demostrar que la construcción en voladizo, utilizando canales de deslizamiento, fuera totalmente segura, hasta 1958 con la construcción del puente Alzette, en Luxemburgo, de 520 m de longitud, construido en secciones con claros de 110 m; y con el puente sobre el Lenne en Hohenlimburg formado por tres tramos de 45 m de claro.

En ese mismo año, al iniciar la construcción del puente de la autopista sobre el Main, en Bettingen, figuras I.4 y I.5, con un claro récord en ese entonces de 140 m, se usaron andamiajes auxiliares para la formación de la superestructura por secciones. De éste modo fue posible aumentar hasta 7 m la longitud de las secciones. Este procedimiento de construcción sería de gran importancia para el desarrollo posterior de la construcción de grandes claros con andamiaje deslizable.



Figura I.4.- Construcción del puente sobre el río Main, Bettingen.



Figura I.5.- Puente terminado sobre el Main, Bettingen.

El montaje en voladizo ha alcanzado ya una amplia aceptación en todo el mundo. En Alemania, después del puente sobre el Rin en Worms, siguieron toda una serie de puentes importantes entre los que destacan principalmente el puente sobre el Mosela en Coblenza, figura I.6, con un claro máximo de 123 m y el puente sobre el Main para la Farbwerke Höchst, con 130 m de claro. En Austria, en 1957 se termina el puente sobre el Rin de Au-Lustenau, con 80 m de claro.

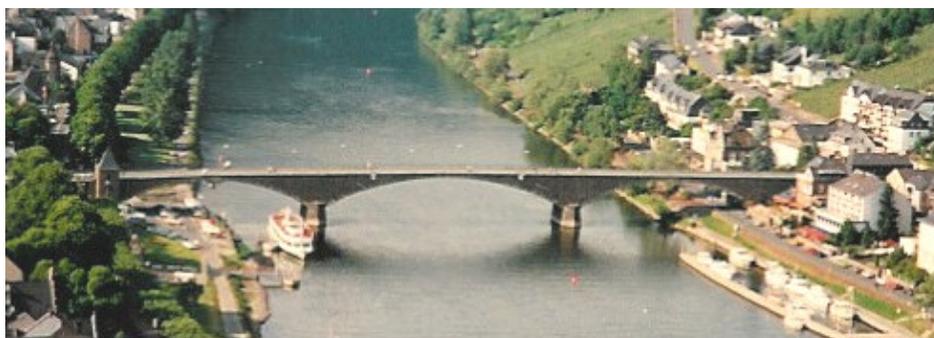


Figura I.6.- Puente sobre el Mosela en Coblenza

Escandinavia se presta de modo especial al montaje en voladizo debido a sus ríos y fiordos. De este modo se erigieron entre los años 1958 a 1963: el claro central para el puente de Tromsø en Noruega de 80 m de longitud, figura I.7; el puente del Kalløsound en Skagerrak, figura I.8, con claros principales de unos 107 m de longitud; y el puente del Alnösundet en Suecia, con sus siete claros principales de 60 a 134 m de longitud.

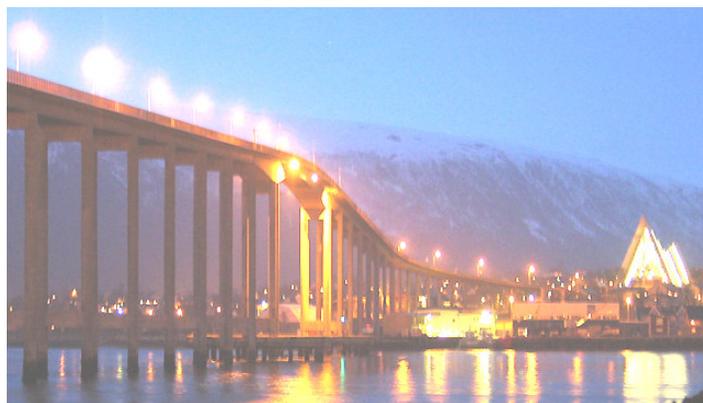


Figura I.7.- Puente de Tromsø, Noruega.

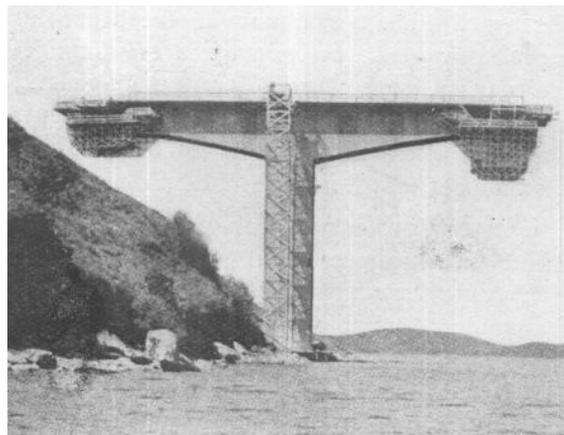


Figura I.8.- Construcción del puente Kalløsound, Noruega.

Las condiciones son semejantes en Japón. En el puente de Nada en Shikoku, se erigieron en voladizo 10 claros de 70 m, y en el puente Nagoya Ohashi el claro principal es de 176 m, figura I.9.



Figura I.9.- Puente Nagoya Ohashi, Japón.

También en otros países las condiciones locales obligan a la aplicación de éste procedimiento. Entre otros citaremos los puentes de Megdova (figura I.10) y de Tatarna, figura I.11, en Grecia, con claros de 86 y 196 m, respectivamente; el puente de Ijssel en Holanda con claros de 150 m; y el Viadotto Nervi, con claros de 100 m, así como el Viadotto Spino con claros principales de 120 m, ambos en Italia.

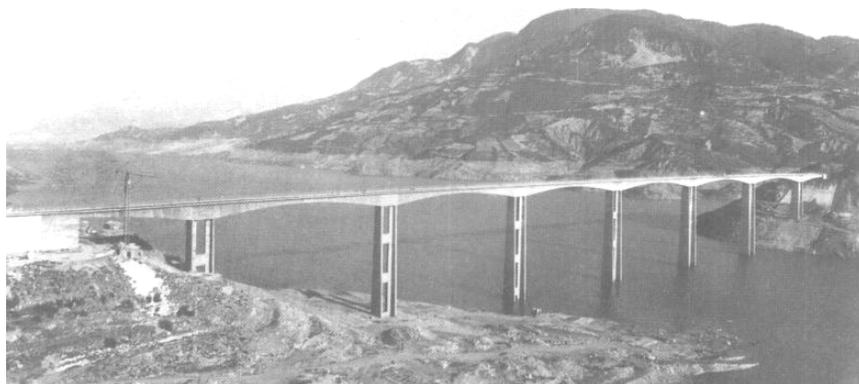


Figura I.10.- Puente Megdova, Grecia.



Figura I.11.- Puente Tatarna, Grecia.

En el Viadotto Nervi, figura I.12, se realizó el voladizo partiendo de los pilares hacia ambos lados, pero sólo hasta un cierto límite; los claros centrales de los tramos se cerraron por suspensión de vigas prefabricadas, como también en el puente sobre el río Genil en Iznajar, España, figura I.13. La combinación en voladizo y vigas prefabricadas suspendidas puede encontrarse muy frecuentemente, como en el puente sobre el Medway, en Inglaterra, de 152 m de claro.

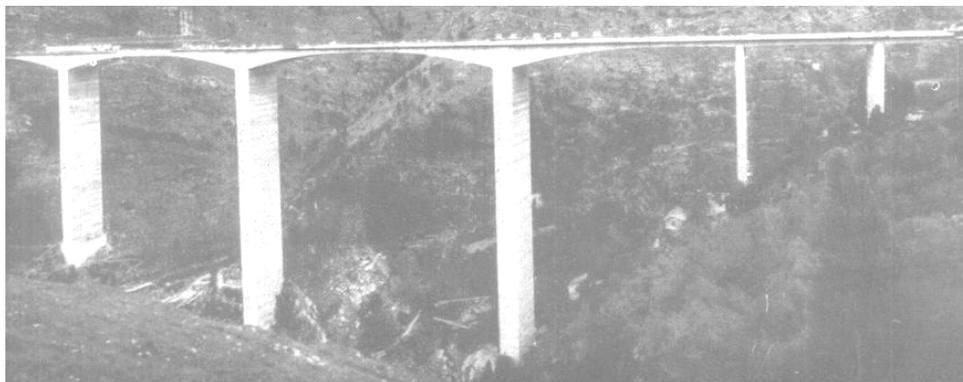


Figura I.12.- Viadotto Nervi, Italia.

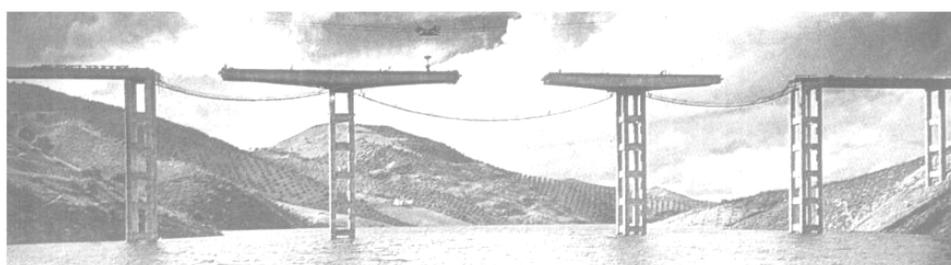


Figura I.13.- Puente sobre el Genil, España.

Los puentes de concreto prefabricado y montados en voladizo apenas pueden distinguirse externamente de sus precedentes de fabricación en sitio. La primera ejecución de importancia en Francia es el puente de Savines, figura I.14, con 924 m de longitud y claros de 77 m.



Figura I.14.- Puente Savines, Francia.

Pertenece también a éste tipo, el puente sobre el río Ulúa en Honduras, con un claro de 120 m; el puente de la autopista sobre el Oise en Francia con 82 m de claro; el puente sobre el Garona en Burdeos con claros de 77 m y 470 m de longitud total; el puente sobre el Nilo, en Jartum, con claros de 88.5 m y una longitud de 708 m; y el puente sobre el río Tajo, en Lisboa (figura I.15), de 945 m de longitud, con altura de pilas de 70 m y claros de hasta 84 m.

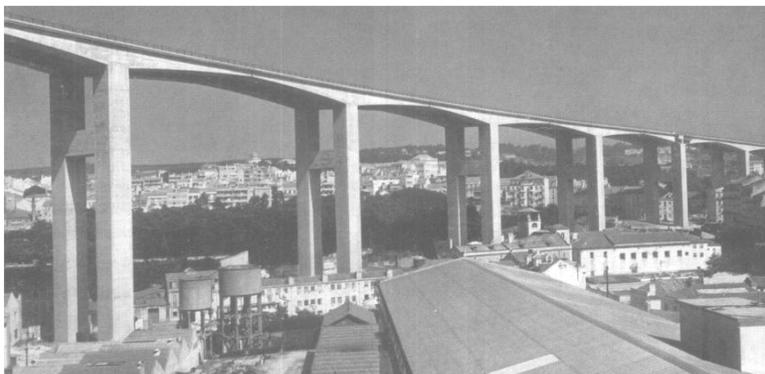


Figura I.15.- Puente sobre el Tajo, Portugal.

También en Latinoamérica se encontró aceptación para este método de construcción para puentes de grandes claros. El puente sobre el río Tocantins en Brasil, figura I.16, con una longitud total de 600 m y un claro principal de 140 m. En ese mismo país, el puente sobre el Paraná con una longitud de 2,280 m y claros de hasta 105 m constituye un magnífico testimonio de ello.



Figura I.16.- Puente Tocantins, Brasil.

El montaje en voladizo adquirió también muy pronto suficiente madurez para grandes claros, como por ejemplo el puente sobre el Rin de Schierstein construido en 1959, con claros principales de 205 m; el ya mencionado puente de Bendorf y el puente del Zoo sobre el Rin en Colonia, figura I.17, construido en 1961 con un claro principal de 256 m.



Figura I.17- Puente del Zoo sobre el Rin, Colonia, Alemania.

El montaje en voladizo usando piezas prefabricadas, se realiza en forma creciente mediante bloques, que abarcan toda la sección, o una parte de la misma, cuando es posible subdividirla; como por ejemplo en el viaducto de Catusa en Rumania con claros de 75 m y una longitud total de 1070 m.

La prefabricación industrial de grandes bloques también se empleó de manera importante en Rusia. Tal es el caso del puente Kranoholmski sobre el río Moskova de 148 m de claro, figura I.18, y el puente sobre el río Volga con claros de 160 m. En este último se transportaron por barco las diferentes secciones, cuatro grúas se ocuparon del montaje. Además del rápido avance del montaje, se tuvo la ventaja de que se pudo trabajar incluso a temperaturas de hasta 20 grados centígrados bajo cero.



Figura I.18.- Puente Kranoholmski, Rusia.

Para puentes largos puede ser conveniente realizar solamente los claros principales con montaje en voladizo, construyendo los claros menores con otro método constructivo. Un ejemplo de ello es el puente de la isla Olland en Suecia, figura I.19, de unos 6 km de longitud, del cual se ejecutaron en voladizo puro los claros principales de unos 130 m de longitud.

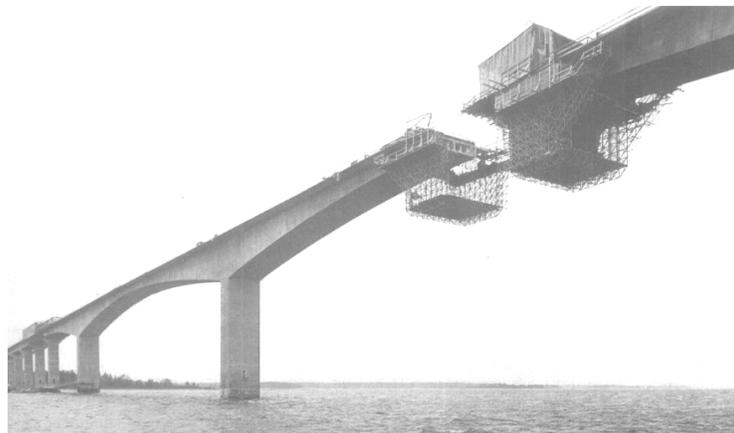


Figura I.19.- Puente de la Isla Olland, Suecia.

Ejemplos más recientes de éste tipo de construcción en América son los puentes Río Sucio y Virilla en Costa Rica, proyectados en 1982, de 235 y 306 m de longitud, respectivamente; en Guatemala los puentes el Naranjo de 390 m y el Incienso de 255 m de longitud y con un claro máximo de 122 m, figura I.20.



Figura I.20.- Puente el Incienso, Guatemala.

En Panamá existen: el puente sobre el río Santa María en la carretera Santiago-San Francisco y el puente San Pablo, figura I.21, en la provincia de Veraguas, ambos construidos en 1996; en Ecuador: el puente Cayapas y Santiago en la carretera Las Peñas-Mataje en Esmeraldas, construido en 1997.



Figura I.21.- Puente San Pablo, Panamá.

En Estados Unidos, en el año 2002, el puente Quintana en Brazoria, Texas, figura I.22, fue construido utilizando éste procedimiento constructivo.



Figura I.22.- Puente Quintana, Texas.

**I.2.- Construcción de puentes en voladizo en México.**

Uno de los primeros puentes construidos con esta técnica en nuestro país, es el puente Tuxpan en la carretera costera del golfo de México, figura I.23, construido en 1957, consta de tres claros de 92 m cada uno, como se observa en la figura I.24. En este puente, cada tramo está articulado a la mitad del claro, figura I.25, esto con el fin de permitir la dilatación y la transmisión de las cargas vivas de un voladizo a otro; además de que para efectos de carga muerta estos voladizos están en equilibrio, absorbiendo la articulación los esfuerzos cortantes.

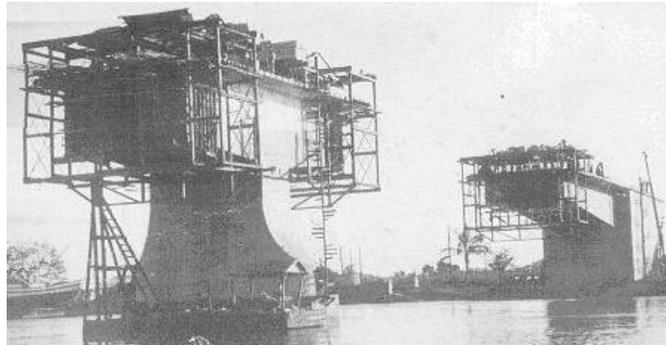


Figura I.23.- Construcción del Puente Tuxpan.



Figura I.24.- Puente terminado sobre el río Tuxpan.

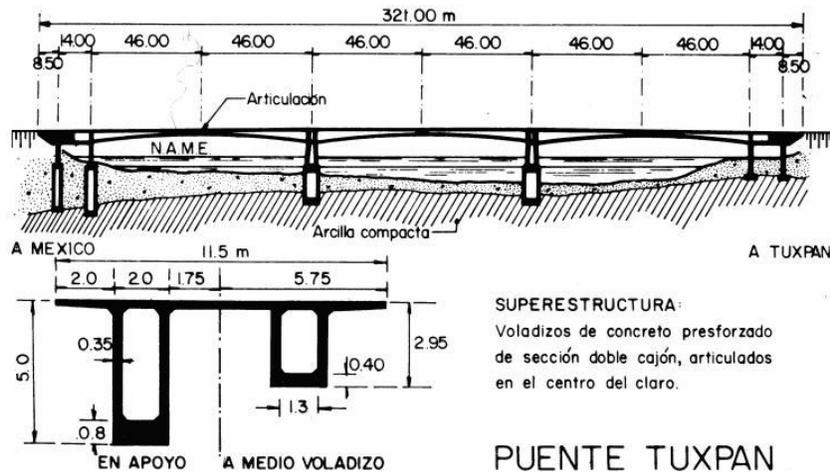


Figura I.25.- Plano esquemático del Puente Tuxpan.

Un caso similar es el puente Emilio Bronimann, localizado en la carretera Creel-Cuachochic, Chihuahua, de un solo claro de 54.5 m, articulado en el centro.

El Puente Tlacotalpan, figuras I.26 y I.27, también construido mediante éste procedimiento, de 593 m de longitud total, cuyo claro máximo es de 72 m, es un puente de concreto de viga continua, que está conformado por dos nervaduras de peralte uniforme y una losa inferior en la proximidad de los apoyos, figura I.28.

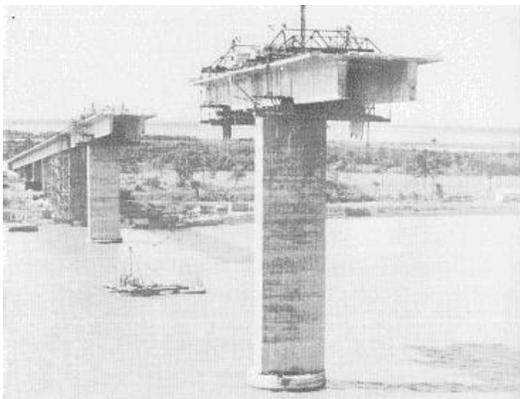


Figura I.26.- Construcción del Puente Tlacotalpan.



Figura I.27.- Puente Tlacotalpan terminado.

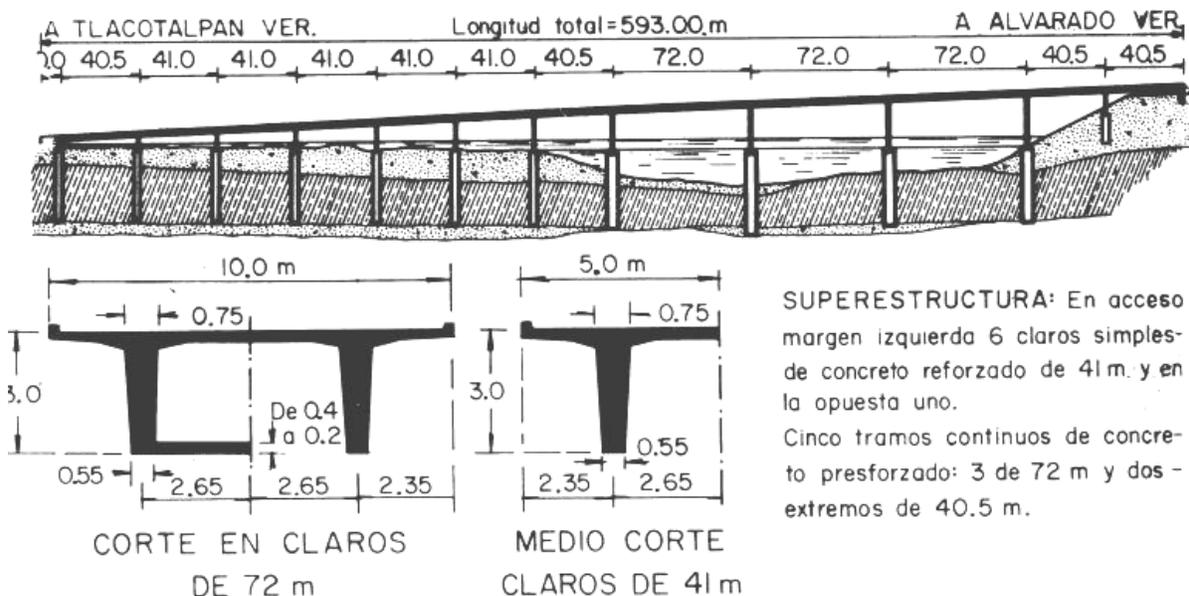


Figura I.28.- Plano esquemático del Puente Tlacotalpan.

Concluido en 1984, el Puente Metlac, figura I.29, que forma parte del ferrocarril México-Veracruz, merece especial mención, por ser uno de los puentes más singulares en su tipo. Su superestructura es continua de concreto presforzado, y su claro principal es de 90.0 m; está soportado por pilas de sección variable de 124.9 m la más alta. En su construcción se emplearon dovelas de 5.0 m de longitud y 180 t de peso, un record en su tiempo, figura I.30.



Figura I.29.- Puente Metlac.

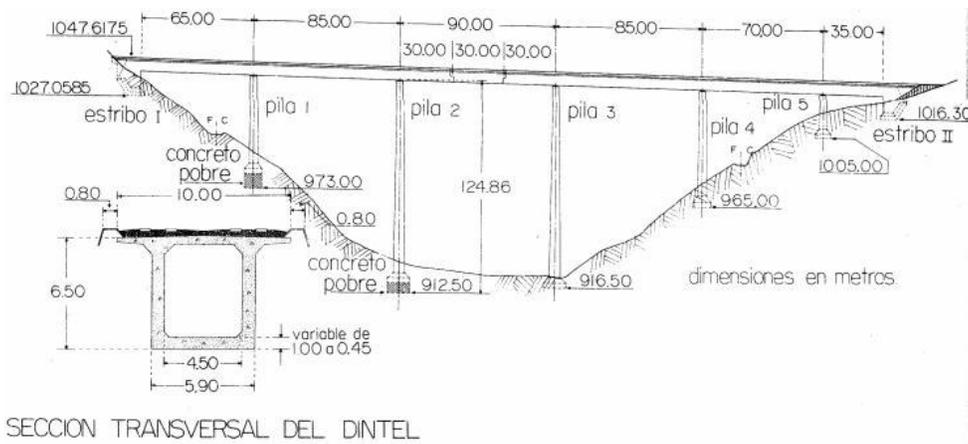


Figura I.30.- Plano esquemático del Puente Metlac.

Otro ejemplo destacable de la aplicación de éste método de construcción es el puente Ing. Antonio Dovalí Jaime en Coatzacoalcos, figuras I.31 y I.32, con una longitud de 1,170 m, y un claro máximo de 288 m.



Figura I.31.- Construcción del puente Ing. Antonio Dovalí Jaime.

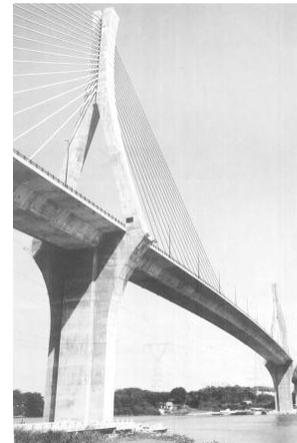


Figura I.32.- Puente Ing. Antonio Dovalí Jaime, terminado.

El puente Tampico de 1,543 m de longitud total y un claro máximo de 360 m, fue construido mediante esta técnica en el año de 1988, figuras I.33 y I.34.



Figura I.33.- Construcción del puente Tampico.



Figura I.34.- Puente Tampico.

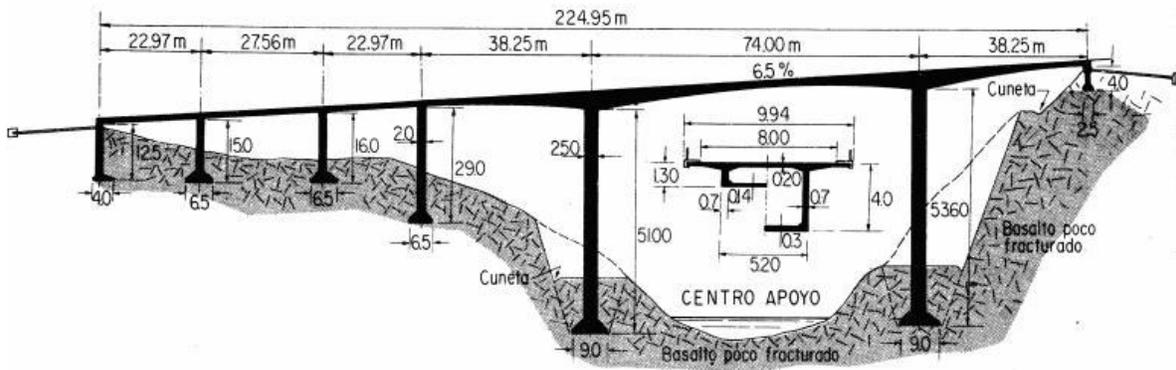
A continuación se presentan algunos ejemplos más, de este tipo de puentes en México, cuyos datos se pueden ver en la tabla anexa.



Figura I.35.- Construcción del puente Totolapa.



Figura I.36.- Puente Totolapa, terminado.



### PUENTE TOTOLAPA II

CAMINO: MEXICO - TUXPAN TRAMO: TEJOCOTAL - HUAUCHINANGO

Figura I.37.- Plano esquemático del puente Totolapa.



Figura I.38.- Puente bosques de las lomas.

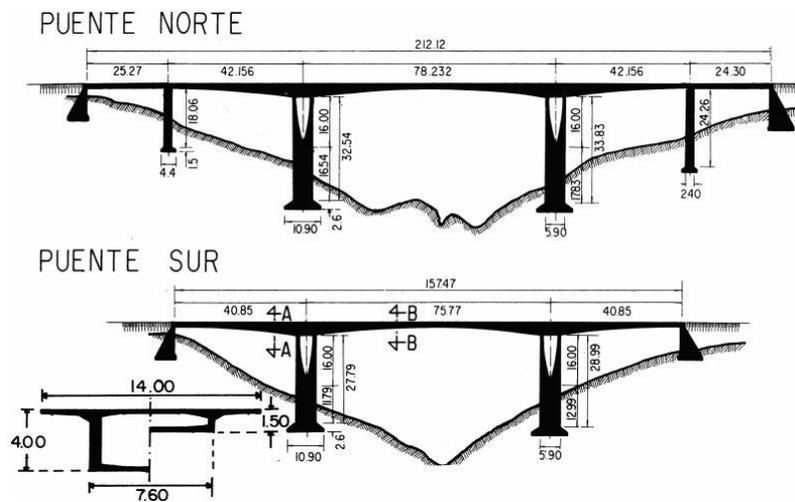
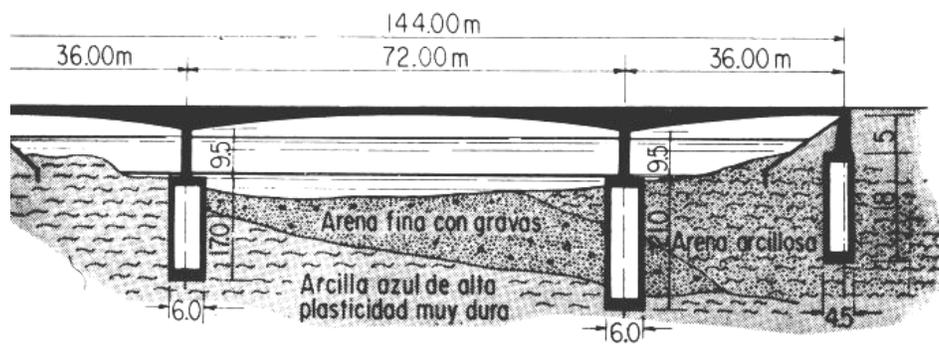


Figura I.39.- Plano esquemático del puente Bosques de las Lomas.



Figura I.40.- Puente San Juan Evangelista.



PUENTE SAN JUAN EVANGELISTA PRINCIPAL  
CAMINO CD ALEMAN-SAYULA TRAMO-TESECHOACAN-SAYULA

Figura I.41.- Plano esquemático del puente San Juan Evangelista.



Figura I.42.- Puente Carrizal.

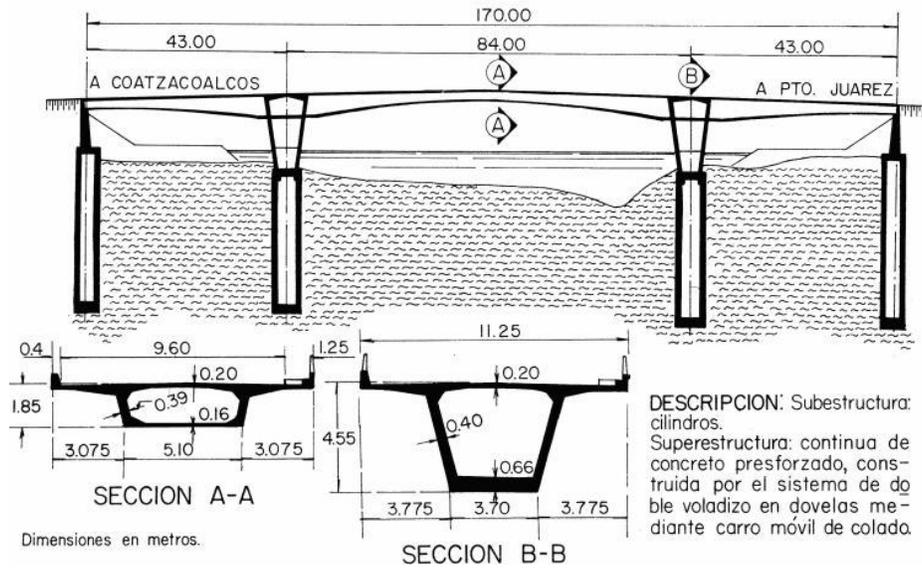


Figura I.43.- Plano esquemático del puente Carrizal.

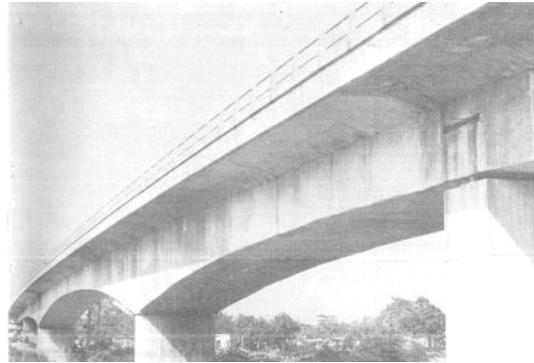


Figura I.44.- Puente Grijalva.

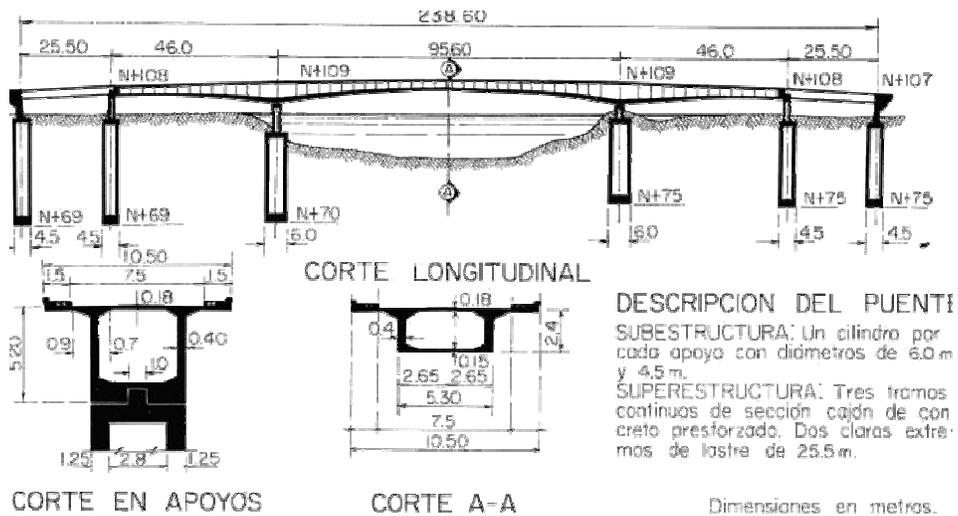


Figura I.45.- Plano esquemático del Puente Grijalva.

Tabla I.1.- Algunos puentes construidos en México usando la técnica de doble voladizo.

| <b>Nombre del puente</b> | <b>Localización</b>               | <b>Año</b> | <b>Longitud total (m)</b> | <b>Claro máximo (m)</b> |
|--------------------------|-----------------------------------|------------|---------------------------|-------------------------|
| Tuxpan                   | Costera del Golfo                 | 1957       | 276.0                     | 92.0                    |
| Emilio Bronimann         | Creel-Cuachochic                  |            | 54.5                      | 54.5                    |
| Tlacotalpan              | México-Tuxpan                     |            | 593.0                     | 72.0                    |
| Coatzacoalcos II         | Acceso a Coatzacoalcos            | 1984       | 1,170.0                   | 288.0                   |
| Tampico                  | Costera del Golfo                 | 1988       | 1,543.0                   | 360.0                   |
| Azumbilla                | Ferrocarril México- Veracruz      |            | 115.7                     | 40.9                    |
| Tampaón                  | Tamuín, San Luis Potosí           |            | 180.0                     | 60.0                    |
| Samaria II               | Coatzacoalcos- Villahermosa       |            | 274.0                     | 68.0                    |
| San Juan Camargo         | Tijuana- Matamoros                |            | 175.0                     | 72.0                    |
| San Juan Evangelista     | Cd. Alemán-Sayula                 |            | 114.0                     | 72.0                    |
| Vaquerías                | México-Veracruz                   |            | 224.0                     | 74.0                    |
| Totolapa                 | México-Tuxpan                     |            | 225.0                     | 74.0                    |
| Los Chivos               | Corondiro-Las Truchas             |            | 174.0                     | 74.0                    |
| Bosques de las Lomas     | Ciudad de México                  |            | 212.0                     | 78.0                    |
| Alamo                    | Cd. Alamo-Benito Juárez           |            | 401.0                     | 80.0                    |
| Carrizal                 | Coatzacoalcos-Pto. Juárez         |            | 170.0                     | 84.0                    |
| Metlac                   | Ferrocarril México-Veracruz       | 1984       | 430.0                     | 90.0                    |
| Grijalva II              | Costera del Golfo                 |            | 238.6                     | 95.5                    |
| Arroyo el mirador        | Cosoleacaque-Tuxtla Gutiérrez     | 1995       | 258.8                     | 120.0                   |
| Texcapa                  | México-Tuxpan                     | 1999       | 365.0                     | 171.0                   |
| Texcapa II               | México-Tuxpan                     | 1995       | 195.0                     | 89.0                    |
| San Quintín              | Margaritas-Cruz del Rosario       | 1995       | 186.0                     | 84.0                    |
| Viaducto Calderón        | Ferrocarril Guadalajara-Monterrey | 1994       | 353.9                     | 74.0                    |
| Carrizalillo             | Tehuacán-Oaxaca                   | 1994       | 206.0                     | 93.0                    |
| Lomas Country I          | Club de Golf Lomas Country        | 1993       | 135.0                     | 67.5                    |

Tabla I.1.- Algunos puentes construidos en México usando la técnica de doble voladizo (continuación).

| <b>Nombre del puente</b> | <b>Localización</b>        | <b>Año</b> | <b>Longitud total (m)</b> | <b>Claro máximo (m)</b> |
|--------------------------|----------------------------|------------|---------------------------|-------------------------|
| Lomas Country II         | Club de Golf Lomas Country | 1993       | 130.0                     | 65.0                    |
| Lomas Country III        | Club de Golf Lomas Country | 1993       | 97.0                      | 72.5                    |
| Aguamilpa                | C.F.E. Nayarit             | 1990       | 455.0                     | 90.0                    |
| El Moralillo             | Cd. Valles-Tampico         | 1982       | 232.0                     | 95.0                    |

Más recientemente se han llevado a cabo proyectos como el puente “Papagayo” en la autopista México-Acapulco, construido en 1991 para la Dirección General de Carreteras Federales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y el puente “Lomas country” construido en 1993 para el Club de Golf Lomas Country en la Ciudad de México.



Figura I.46.- Puente Papagayo.



Figura I.47.- Puente Lomas country.

## **CAPITULO II**

### **Construcción de la subestructura.**

## **CAPITULO II .- CONSTRUCCION DE LA SUBESTRUCTURA**

Las funciones de la subestructura de un puente son soportar la superestructura en las elevaciones requeridas, transmitir las cargas vivas y muertas, de manera segura desde la superestructura a través de la cimentación hasta el subsuelo, y proveer de estabilidad a la estructura contra todas las acciones que actúan en ella.

Las subestructuras son diseñadas para redistribuir o acomodar los movimientos horizontales y rotacionales de la superestructura. Cuando los análisis predicen asentamientos o levantamientos del suelo de orden apreciable, sus efectos deben ser tomados en cuenta en el diseño de la estructura en su totalidad. En algunos puentes, la construcción monolítica de la superestructura y subestructura es factible.

Para lograr lo anteriormente mencionado además de aplicar un método constructivo efectivo, se debe asegurar un control de calidad de todos los materiales que se utilizarán en la subestructura del puente.

### **II.I.-Control de calidad de los materiales empleados para la construcción de la subestructura.**

La calidad implica el estricto cumplimiento de las especificaciones bajo los parámetros clásicos de control de obras: tiempo-costo-calidad, enmarcados dentro del rubro de seguridad. Este concepto no debe limitarse a asociar la calidad con laboratorios, y al cumplimiento de normas y especificaciones, sino en su más amplia acepción del concepto para el cumplimiento del contrato, dentro de lo siguiente:

**Tiempo.** Suministro total de recursos oportunamente, cumplimiento de plazos, verificación de rendimientos, uso de programas de ruta crítica, etc.

**Costo.** Análisis del mercado local, condiciones impositivas, entorno económico, vigilancia de la aplicación de los procedimientos de construcción, verificando rendimientos y costo en general de la obra. Cumplimiento del proyecto (materiales, líneas, etc.) vigilando oportunamente que dichos proyectos contemplen el volumen total de la obra, y por último, la aplicación de los precios unitarios pactados.

**Calidad.** Cumplimiento de todas las especificaciones del proyecto en cuanto a características o normas (ACI, ASTM, NOM, etc.) haciendo uso, para el control de las mismas, de todas las pruebas establecidas.

Los dos primeros parámetros (costo y tiempo), en ocasiones, por necesidades de la obra, pueden ser susceptibles de modificarse o variar, sin embargo, se debe pugnar porque esto no ocurra. Por ningún motivo éste debe ser el caso de la calidad, debido a las especificaciones existentes, por lo que siempre se debe ver que la calidad no se cambie para el mal de la obra.

El concepto de calidad total o calidad integral, que consiste en hacer coincidir al cien por ciento las características del proyecto y el producto final, se requiere para que las obras cumplan óptimamente para el fin que fueron diseñadas dentro de los parámetros de servicio y funcionalidad. La calidad total o calidad integral debe servir para la prevención y no la corrección.

Con el fin de cumplir con la construcción de un proyecto, y éste tenga una calidad total, por lo general se utilizan tres tipos de especificaciones: las de proyecto, las de materiales y las de diseño.

Las especificaciones de proyecto, junto con los planos, proveen a los contratistas con información completa referente a los requisitos precisos establecidos por el propietario y el ingeniero para la estructura terminada.

Las especificaciones de materiales generalmente son cubiertas con las recomendaciones establecidas en las normas de la Sociedad Americana para Ensaye de Materiales (American Society for Testing Materials, ASTM), y varias oficinas locales o estatales.

Las especificaciones de diseño son preparadas por asociaciones gubernamentales y profesionales que dictan los criterios mínimos aceptables para diseño. Por ejemplo: ACI, RCDF, ASTM, NOM, AASHTO, SCT, etc.

### **II.I.I.- Concreto**

Aunque en la construcción se trate de apegarse a los estándares del proyecto en cuanto a la resistencia, compacidad, relación agua-cemento, fraguado y recubrimientos, y estos sean logrados satisfactoriamente, sólo se garantiza que la velocidad de degradación no será muy rápida, pero en ningún caso se garantiza que la durabilidad del concreto armado será indefinida.

Además de los aspectos funcionales y económicos especiales del concreto como material de construcción de puentes, ciertas propiedades mecánicas y físicas son importantes con respecto a la aplicación y el comportamiento del concreto.

Una de estas propiedades, es la capacidad de dilatación que tienen el acero y el concreto; en ambos materiales aparecen tensiones iniciales poco importantes, por lo que el deslizamiento del acero de refuerzo en el concreto no se observa. La densidad del concreto también conduce a aumentar su resistencia mecánica.

Para llevar a cabo un mejor control de calidad de los materiales empleados, se recomienda recurrir a los servicios de un laboratorio especializado, así como apegarse a las recomendaciones de la supervisión de obra o de las normas existentes para ello. Por ejemplo, en el caso del cemento Pórtland utilizado, se deberá cumplir con las especificaciones de la norma ASMT C-150 y las Normas Oficiales Mexicanas (NOM), referentes a su calidad, almacenamiento, inspección, muestreo y demás requisitos para su aprobación.

Los agregados utilizados cumplirán con las especificaciones señaladas por el laboratorio, las normas ASTM C-33 o ASMT C-330 y las normas mexicanas. Dichos agregados se obtendrán de los bancos o depósitos fijados por la supervisión. El contratista deberá efectuar su clasificación por tamaños, de acuerdo con las indicaciones del laboratorio. Se efectuarán muestreos periódicos a los agregados provenientes de los bancos, a fin de comprobar la homogeneidad de sus características que pudieran modificar o anular su utilización.

El agua a utilizar en la elaboración y tratamiento del concreto durante su fraguado, deberá ser limpia y estar libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias que puedan ser nocivas para el concreto o el refuerzo, y deberá cumplir las especificaciones de las Normas Mexicanas.

El uso de aditivos para el concreto deberá contar con la autorización de la supervisión, siempre y cuando su uso se justifique plenamente, ya sea por indicaciones en planos o por causas de fuerza mayor. Dichos aditivos deberán cumplir las especificaciones de las Normas Oficiales Mexicanas.

La resistencia de los concretos será especificada en los planos, refiriéndose a la resistencia que deberá obtener la probeta de ensaye a los 28 días de elaborado el concreto. Dicha resistencia se dará en  $\text{kg/cm}^2$ . Los concretos a utilizarse en la construcción de la superestructura de un puente deberán tener una resistencia en un rango de 250 a 300  $\text{kg/cm}^2$  por lo que se considera como un concreto clase 1.

Concreto clase 1, cuando la resistencia especificada sea igual o mayor a 250  $\text{kg/cm}^2$ , tenga un peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2  $\text{t/m}^3$  y su módulo elástico sea como mínimo.

$$E = 14,000 \sqrt{f_c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

En el caso de la subestructura, se permitirá el uso de concreto clase 2 aún cuando su resistencia sea igual a  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

Concreto clase 2, cuando la resistencia especificada sea menor a 250  $\text{kg/cm}^2$ , tenga un peso volumétrico en estado fresco entre 1.9 y 2.2  $\text{t/m}^3$  y su módulo elástico sea como mínimo.

$$E = 8,000 \sqrt{f_c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

La dosificación de las mezclas cumplirá con las especificaciones de la norma ACI 614. Las cantidades de cemento, agregados y agua, serán determinados por peso.

El agua será medida por volumen y/o peso. El laboratorio obtendrá, según su clasificación, las probetas de ensaye con la frecuencia que considere necesario, y si al efectuar sus pruebas encuentra que el concreto no cumple con la resistencia, módulo elástico y/o peso volumétrico deberá consultar a la supervisión para tomar las medidas correctivas necesarias.

Los aditivos se añadirán con el procedimiento y tiempo de mezclado aprobados. La tolerancia en el equipo de medición será de 2.5% en peso o volumen, dependiendo del aditivo a utilizar.

El concreto premezclado, es el concreto hidráulico dosificado y mezclado por el fabricante y que se entrega al comprador para su uso en estado plástico no endurecido. El concreto premezclado deberá cumplir con las especificaciones listadas anteriormente y las especificaciones de las Normas Oficiales mexicanas.

Para comprobar lo anterior, se deben aplicar algunas pruebas al concreto y así verificar la resistencia a compresión, que es el esfuerzo de ruptura del concreto endurecido, que se obtiene en especímenes cilíndricos estándar, ensayados a compresión uniaxial, expresados en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . Si se tiene que determinar la resistencia en la misma obra se prefieren los procedimientos de ensayo no destructivos (ultrasonido, esclerómetro) obteniendo probetas testigo mediante taladros especiales.

Salvo especificación contraria, todos los ensayos se efectuarán a los 28 días de edad del concreto. Los planos deberán especificar la resistencia a compresión y la edad a que esta debe obtenerse.

En la figura II.1, que se muestra a continuación, se observan las curvas típicas de esfuerzo-deformación obtenidas de cilindros de concreto cargados en compresión axial, la cresta de la curva para concreto de alta resistencia es relativamente agudo, pero para concreto de baja resistencia la curva es más bien plana. La deformación en el esfuerzo máximo es aproximadamente 0.002. A deformaciones más elevadas después de alcanzarse el esfuerzo máximo, todavía pueden transmitirse esfuerzos aunque se hacen visibles en el concreto grietas paralelas a la dirección de la carga.

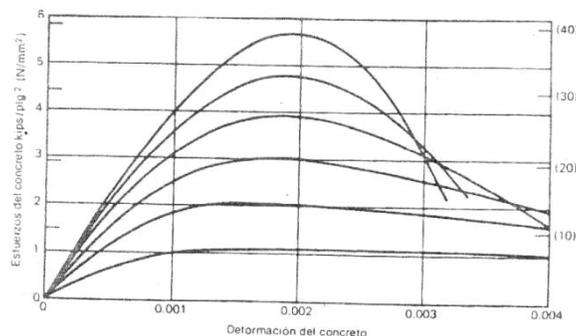


Figura II.1.- Curvas esfuerzo - deformación del concreto.

Es muy difícil obtener directamente la resistencia a tensión del concreto, que generalmente es el 20% o menor que la resistencia a la compresión. Sin embargo es posible medir la resistencia de manera indirecta en términos del esfuerzo calculado de compresión, ver figura II.2.

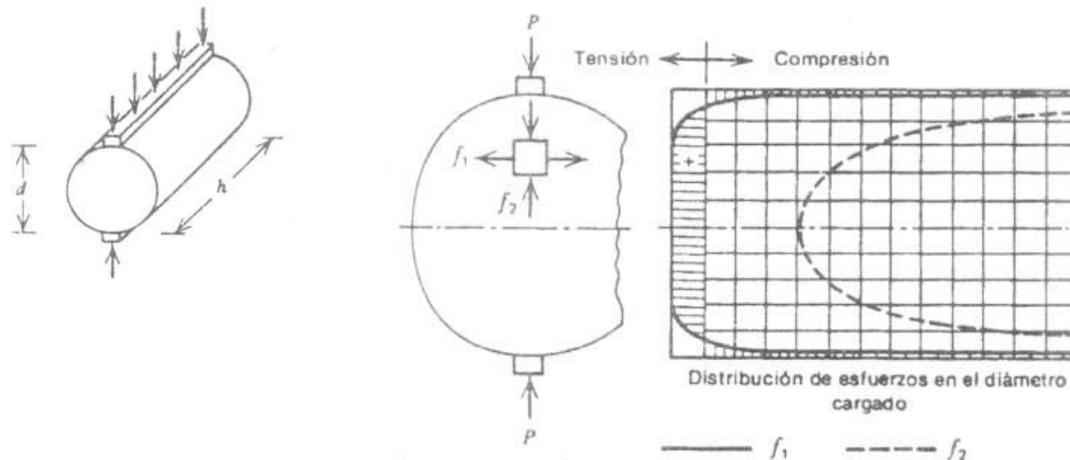


Figura II.2.- Obtención de la resistencia a la tensión en el concreto.

El método de prueba consiste en cargar los cilindros a lo largo de su eje longitudinal, el esfuerzo de ruptura de tensión a través del diámetro cargado viene dado por la expresión:

$$T = 2P(\pi h d)$$

donde: **P** es la carga aplicada durante la ruptura  
**h** la longitud del cilindro de prueba  
 y **d** el diámetro del mismo.

### II.1.2.- Acero.

Las varillas para el refuerzo de estructuras de concreto reforzado, se fabrican en forma tal que cumplen con los requisitos de las especificaciones ASTM: A-615 , A-616 o la A-617.

Las varillas se pueden conseguir en diámetros nominales que van desde  $\frac{3}{8}$  de pulg. hasta  $1 \frac{3}{8}$  de pulg., con incrementos de  $\frac{1}{8}$  de pulg., y también en dos tamaños más grandes  $1 \frac{3}{4}$  y  $2 \frac{1}{4}$  de pulg.

Es importante que entre el acero de refuerzo y el concreto exista una adherencia suficientemente resistente. Esta adherencia proviene de la rugosidad natural de las corrugaciones poco espaciadas en la superficie de las varillas.

Las varillas se pueden conseguir en diferentes resistencias. Los grados 40, 50 y 60 tienen resistencias mínimas especificadas para la fluencia de 276, 345 y 414  $N/mm^2$ , respectivamente. La tendencia actual es hacia el uso de varillas del grado 60.

### **II.1.3.- Cables de presfuerzo.**

Los cables para el acero de presfuerzo deben cumplir las especificaciones de la ASTM: A-416 en el caso de alambres; A-421 para torones; y finalmente en caso de emplearse una barra de acero de alta resistencia esta debe de cumplir con la norma ASTM A-722.

Los alambres, torones o barras no detallados específicamente en estas normas, son factibles de utilizarse siempre y cuando se demuestre que cumplen con los mínimos requeridos de éstas especificaciones.

Los cables más empleados están formados por 12 alambres de 7 mm de diámetro (12Ø7) y los de 12 torones de 13 mm de diámetro (12T13). El presfuerzo transversal se hace con los primeros y se utiliza a menudo un presfuerzo vertical en las almas, cerca de los apoyos.

### **II.1.4.- Neopreno**

Las placas de hule para apoyos de puentes tienen tres ventajas importantes, son económicas, efectivas y no requieren de mantenimiento mayor.

Debido a la sencillez de proyecto, facilidad de fabricación y bajo costo de los materiales. Los apoyos de neopreno no tienen partes móviles, constan simplemente de una placa o más de neopreno de aproximadamente 2.5 cm de espesor, colocado entre la trabe y la corona de la pila o estribo.

Una ventaja muy importante del apoyo de neopreno es su efectividad como medio para la transferencia de la carga. Cuando soporta cargas de compresión la placa de hule, absorbe las irregularidades de la superficie y de esa manera se hace una distribución homogénea de la carga en la superficie de que se trate.

No hay manera de que el apoyo sea inutilizado por la corrosión y que se transmita así un empuje excesivo a la pila o estribo sobre los que apoya la trabe.

La tercera ventaja importante de un apoyo de neopreno es que necesita menos conservación que cualquier otro elemento del puente.

Actualmente, el neopreno se usa para apoyos de puentes por dos razones importantes: tiene las propiedades físicas que se requieren y es altamente resistente al deterioro debido al intemperismo. A continuación se enlistan las características representativas del Neopreno:

**Resistencia.** La resistencia del neopreno a la compresión es más que suficiente para soportar cargas de puentes. Cuando el proyecto se ha hecho adecuadamente, el apoyo de neopreno puede soportar cargas a la compresión de hasta 70 Kg/cm<sup>2</sup>. Además, la mayor parte de la deformación plástica tiene lugar en los primeros diez días de carga.

Durabilidad. En su resistencia al deterioro, el neopreno es marcadamente superior al hule natural y a cualquier otro hule sintético que pudiera satisfacer los requisitos físicos de las placas de apoyo para puente. La vida útil de un apoyo de neopreno es de aproximadamente 40 años. Sin darle ningún tipo de mantenimiento puede durar hasta 35 años.

Cuando un apoyo de neopreno se somete a la acción de una carga, se deforma verticalmente. La deformación vertical no debe exceder del 15% del espesor antes de ser comprimido por el apoyo. Cuando la deformación en compresión es mayor que 15%, se producen esfuerzos internos dentro del neopreno que aceleran la rapidez de la deformación plástica y aceleran la rapidez del agrietamiento debido a intemperismo.

#### **II.1.5.- Mortero para inyección**

Los morteros para inyección se elaborarán empleando cemento pòrtland tipo II, aditivo estabilizador de volumen y agua, en donde su relación agua cemento no exceda de 0.45.

No se aceptará ningún aditivo que contenga cloruros o nitratos y el empleo de cualquier otro requerirá de la aprobación de la supervisión.

#### **II.1.6.- Cimbras**

Son estructuras, empleadas para soportar los moldes o formas que contendrán el concreto fresco durante el tiempo que este tarde en alcanzar una resistencia prefijada. Las formas para ellas son aquellas que permitan confinar y amoldar el concreto a las líneas y niveles especificados en los planos.

La selección de los materiales para la construcción de la cimbra, se hará fundamentalmente, tomando en cuenta la seguridad de la construcción, la economía y el tipo de acabado especificado en los planos. Todos los materiales que se emplearán para cimbras, deberán ser aprobados por la supervisión.

#### **II.1.7.- Piezas prefabricadas de concreto.**

Para la construcción de un puente, en el cual se consideró como mejor solución el uso de piezas prefabricadas de concreto, es muy importante elegir la sección más adecuada para el proyecto dependiendo de los requerimientos que se vayan a atender.

Entre las soluciones típicas para puentes de concreto presforzado tenemos (tabla II.1): las losas extruidas o alveolares pretensadas con losa colada en sitio; las vigas T, I o cajón con losa colada en sitio; las vigas postensadas con losa, ambas coladas en sitio; y las vigas de sección cajón de una sola pieza o en dovelas, que es el caso más común en los puentes en doble voladizo, pretensados o postensados.

Las losas extruidas o alveolares pueden ser utilizadas en claros cortos, menores de ocho metros, aunque tienen una gran desventaja: al no tener acero de refuerzo, pueden presentar una falla frágil por cortante ante cargas extraordinarias. Por ello, deben considerarse factores de carga mucho mayores, para evitar que una vez que se rebase el cortante resistente del concreto ocurra la falla del puente.

Para claros cortos, menores de 25 m la sección T es muy efectiva, y para claros mayores, las secciones I o cajón con aletas son más eficientes. La trabe cajón debe su gran eficiencia a tres factores principales: en primer lugar su mayor rigidez torsional que evita, en la mayoría de los casos, el uso de diafragmas intermedios; en segundo término su ancho inferior para albergar más torones de acero y así proporcionar más excentricidad al presfuerzo, aumentando los esfuerzos y el momento resistente de la sección; y finalmente la presencia de las aletas elimina el uso de la cimbra para colar la losa y permite el empleo de un menor peralte de la misma, comparado por el requerido por una viga I.

Las vigas al ser los elementos estructurales más importantes en un puente, deben estar diseñadas para resistir únicamente cargas vivas vehiculares. Las cargas accidentales como viento y sismo deben ser resistidas por la subestructura.

Una sugerencia general de las secciones a utilizar para las vigas en determinados claros se da en la siguiente tabla, donde se presentan límites razonables de aplicabilidad de las secciones más comunes utilizadas en México.

| Sección   | Claro (m) |
|---|-----------|
|  | L < 8     |
|  | 6 a 20    |
|  | 10 a 25   |
|  | 15 a 35   |
|  | 20 a 40   |

Tabla II.1 Secciones comunes de elementos presforzados.

El peralte de éstas secciones variará, según el claro y la disponibilidad en el mercado, entre una décima octava y una vigésima tercera parte de la longitud del claro a cubrir.

Es muy común, que la losa de concreto armado que se coloca sobre las vigas, tenga un espesor de 15 a 20 cm dependiendo del elemento estructural sobre el que descansa. Como ya se mencionó la losa cumple la función de rigidizar la superestructura tanto en el sentido transversal, para repartir las cargas uniformemente a todas las traveses, como en el longitudinal evitando movimientos relativos entre las vigas y hacer las funciones de un diafragma rígido.

Los diafragmas proporcionan rigidez lateral a las trabes y a la superestructura en general. Estos consisten en trabes transversales a los elementos presforzados, que se ubican en los extremos del puente y en puntos intermedios del mismo. Los diafragmas extremos unen a las vigas entre sí y con la losa, y le dan una gran rigidez al puente. Los diafragmas intermedios tienen como función restringir el pandeo lateral de las vigas principales, garantizando el trabajo en conjunto y un adecuado funcionamiento a flexión.

La cantidad y separación de los diafragmas intermedios estará en función de la rigidez lateral y la longitud del claro del puente. Los claros mayores a 10 m con vigas I o T deberán llevar al menos un diafragma intermedio, con espaciamientos de al menos 5 m entre ellos. Debido a su gran rigidez lateral, las vigas tipo cajón pueden prescindir de diafragmas, al menos hasta claros de 30 m.

## **II.2.- Cimentaciones.**

Todas las obras de ingeniería deben de apoyarse, de un modo u otro, en los materiales que constituyen la parte superior de la corteza terrestre, y la cimentación es la parte de la estructura que se encarga de transmitir las cargas al medio que la sustentará.

En general, los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación pueden agruparse en tres clases principales:

- Los relativos a la superestructura, que engloban su función, cargas que transmite al suelo, materiales que la constituyen, etc.
- Los relativos al suelo, que se refieren a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etc.
- Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.

Los tipos de cimentaciones para puentes se pueden dividir en dos grupos; superficiales y profundas.

### **II.2.I.- Cimentaciones superficiales.**

Una cimentación se considera superficial, cuando la profundidad de desplante del cimientamiento es entre una y una y media veces el ancho de la propia estructura de cimentación, además de que es despreciable la fricción por contacto lateral del cimientamiento con el terreno.

En el caso de puentes, la cimentación es superficial si se puede tener acceso directo a ella, y para su construcción es suficiente una excavación a cielo abierto, aún cuando el nivel de desplante de la cimentación se encuentre a gran profundidad. Las cimentaciones superficiales son adecuadas en terrenos rocosos

o en suelos altamente resistentes. Su utilización es muy atractiva por los costos relativamente bajos para su construcción.

En casos en los que se tenga un terreno resistente que permita apoyar la zapata a profundidades someras, los criterios para determinar el nivel de desplante quedan definidos por la prevención necesaria a erosiones ocasionadas por el flujo eventual del agua y por el ataque erosivo a las márgenes. Bajo éstas consideraciones no sería conveniente desplantar la cimentación a profundidades menores de 2 m. Otra consideración que sirve para fijar el nivel de apoyo, es la posibilidad de que existan oquedades o cavernas de manera natural o bien por la presencia de ductos, colectores, etc.

La profundidad de desplante sirve como protección del elemento estructural al intemperismo atmosférico, aumenta la capacidad de carga y favorece la resistencia a esfuerzos laterales. Los tipos más frecuentes de cimentaciones poco profundas son las zapatas aisladas y las zapatas corridas.

Las zapatas aisladas son elementos estructurales generalmente cuadrados o rectangulares y muy raramente circulares, que se construyen bajo las columnas de las pilas con el objeto de transmitir las cargas de estas al terreno en una mayor área, para llegar a una presión apropiada. Generalmente se construyen de concreto reforzado.

Las zapatas corridas son elementos análogos a los anteriores en los que la longitud supera en mucho al ancho. Soportan varias columnas o un muro y pueden ser de concreto reforzado. Es la forma evolucionada de la zapata aislada. Se utilizan cuando el suelo ofrece una resistencia baja, que obliga al empleo de mayores áreas de distribución de esfuerzos.

Por otro lado, la construcción de zapatas aisladas o corridas se realiza efectuando los preparativos generales del terreno de apoyo, como son: abatimiento del nivel freático (en caso de existir); posicionamiento conveniente del equipo de excavación, excavación metódica y tratamiento del terreno (en caso de requerirse).

En depósitos aluviales y de suelos blandos es deseable mantener abierta la excavación el menor tiempo posible, para evitar expansiones importantes del fondo que puedan afectar sensiblemente la magnitud de los asentamientos que experimente la zapata al empezar a transmitir gradualmente las cargas de operación, y con ello ocasionar alteraciones en el funcionamiento estructural de la misma.

Una vez alcanzado el nivel de desplante, y sólo en caso de requerirse anclajes de tensión para asegurar la estabilidad de la cimentación en condiciones de momentos de volteo por acción sísmica o por acción eólica, es cuando suelen realizarse las perforaciones en el terreno para la construcción de éstos; en caso contrario, será necesario construir las plantillas de apoyo con material granular grueso, suficientemente compactado o concreto pobre, evitando en lo posible que

se pueda “contaminar” con materiales lodosos o ajenos a su carácter friccionante e inerte.

El colado de los dados y zapatas podrá hacerse por etapas, evitando dejar juntas frías de construcción que puedan degenerar en agrietamientos indeseables, ya que afectan el comportamiento mecánico del elemento. Es importante vigilar el correcto posicionamiento del acero de refuerzo y la vibración adecuada del concreto. Si por condiciones de temperatura ambiental hay necesidad de controlar el calor de hidratación, ese control se efectuará con la técnica autorizada por el reglamento general de construcción o la residencia de la obra. Ya construido el elemento de concreto, será necesario suspender el funcionamiento de las bombas de abatimiento (en su caso) y, rellenar los costados del elemento con material competente y compactado de acuerdo con lo especificado en el proyecto.

### **II.2.2.- Cimentaciones profundas.**

Su empleo se justifica cuando después de evaluar las condiciones dominantes del terreno en que se apoyará el puente, se concluye que este no permite cumplir de forma económica con los requisitos mecánicos fundamentales, utilizando cimentaciones superficiales, como en los casos de suelos blandos, sueltos y/o expuestos a socavación, típica de los cauces de los ríos.

Estas cimentaciones constan de elementos como pilotes, cilindros o cajones de grandes dimensiones, todos con funcionamiento estructural, y se emplean para transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a los estratos profundos del terreno de apoyo.

### **II.2.3.- Cilindros y cajones de cimentación**

Estos consisten en elementos de concreto reforzado, de sección transversal cilíndrica, rectangular, elipsoidal o similar, de centro hueco, que se colocan verticalmente en el suelo de apoyo, utilizando técnicas apropiadas de excavación y retiro del material producto de la misma, ver figura II.3. Básicamente, se trata de encontrar un estrato resistente bajo un depósito de suelo de propiedades mecánicas deficientes, con el fin de conseguir un apoyo satisfactorio a una profundidad práctica. Las longitudes económicas máximas de los elementos empleados en este tipo de cimentación suelen alcanzar el orden de 65 m.

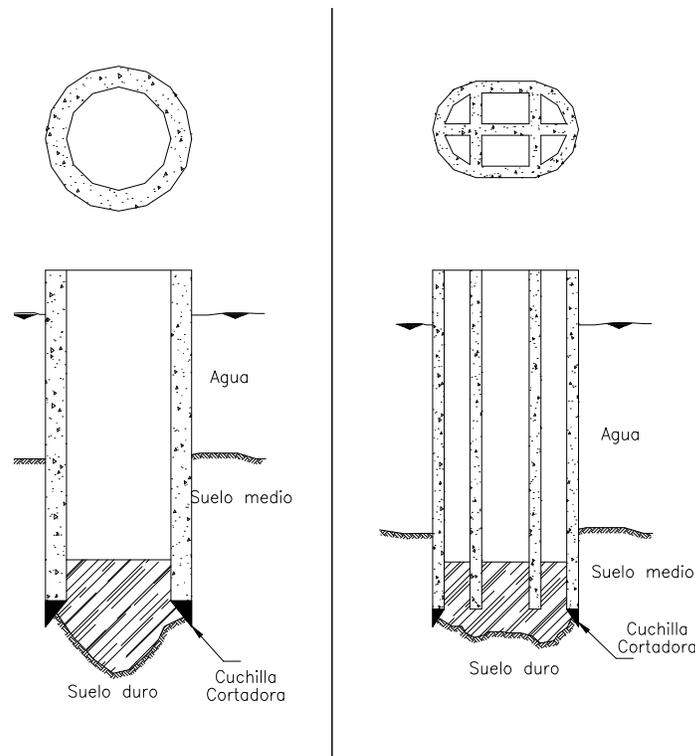


Figura II.3.- Cilindros y cajones con cuchilla cortadora de acero.

Las partes que integran un cajón o cilindro de cimentación son:

- Cuchilla cortadora de acero estructural, localizada en la parte inferior de la estructura; es el elemento de ataque para cortar el material donde se va hincando. En la actualidad es un elemento pequeño de 30 cm de altura que forma parte de la pared del cilindro o cajón.
- Pared de concreto reforzado. Su resistencia suele ser del orden de  $250 \text{ kg/cm}^2$  y su espesor típicamente tiene entre 80 cm y 1 m. Este espesor de las paredes del cilindro se dimensiona básicamente para lastre, facilitando así el hincado. El diámetro exterior de los cilindros varía entre 4.50 y 9 m para dar un área interior suficiente que permita el funcionamiento del equipo de excavación; mientras que las secciones de los cajones llegan a medir hasta 10 x 15 m. La función de las paredes, además de ser el ademe necesario para el procedimiento de hincado, es transmitir las cargas al tapón inferior.
- Tapón inferior, figura II.4. Se construye con concreto simple con resistencia mínima de  $200 \text{ kg/cm}^2$ . Debido a los grandes espesores utilizados, que van de 1.5 a 2 m, éstos no requieren de acero de refuerzo. Al recibir el peso de la estructura, transmite las cargas al terreno y evita la penetración del cilindro o cajón en él.

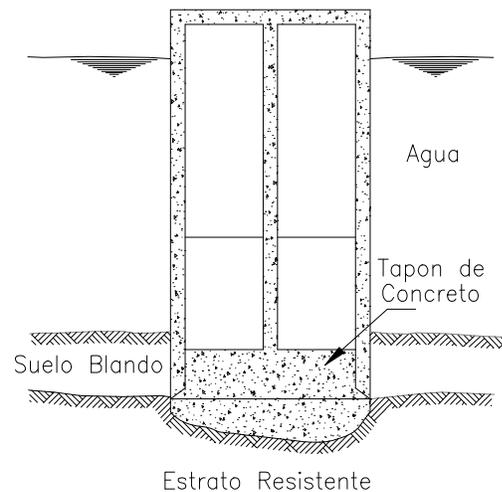


Figura II.4.- Tapón inferior

- Relleno interior, en la mayoría de los casos, el cilindro se deja con agua hasta el nivel freático, y sólo en ocasiones excepcionales se llena con algún otro material, cuando se requiere aumentar el peso o facilitar la construcción del tapón superior.

- Tapón superior, comúnmente se elabora a base de concreto reforzado con resistencia de  $250 \text{ kg/cm}^2$  y espesor variable de 1 a 3 m. Es el elemento que transmite a la pared, la carga de la estructura que sobre él se apoya. Este tapón sella el cilindro o cajón en su parte superior, después del colado del tapón inferior y de haberse efectuado las inspecciones requeridas en el interior del elemento. El colado de concreto bajo agua, para construir el tapón final, debe ser objeto de especial cuidado para evitar contaminación del concreto o segregación de sus componentes.

Para el hincado del cajón o cilindro de cimentación, ver figura II.5, inicialmente se construye un terraplén o bien se realiza una excavación en el lugar donde se ubicará el cilindro o cajón. Cuando se tiene agua se construye un terraplén y se excava cuando el cauce está seco, después se nivela una plataforma de trabajo sobre la que se arma la cuchilla cortadora y se colocan los moldes y el acero de refuerzo para el colado de la sección tronco-cónica; colada y fraguada ésta sección, se descimbra al alcanzar el concreto una resistencia suficiente y se inicia el hincado, el cual se suspende al llegar el borde superior o brocal a una altura conveniente sobre el terreno que facilite la colocación de los moldes y el acero para el colado del siguiente tramo; en esta forma se continúa el ciclo hasta que la cuchilla llega al nivel de desplante proyectado.

Al terminar el hincado, se limpia el fondo y se cuela el tapón inferior. Cuando el concreto tiene la resistencia de proyecto se desagua el interior y se inspecciona para determinar el estado del tapón inferior y de la pared, procediéndose después al relleno del hueco y por último al colado del tapón superior.

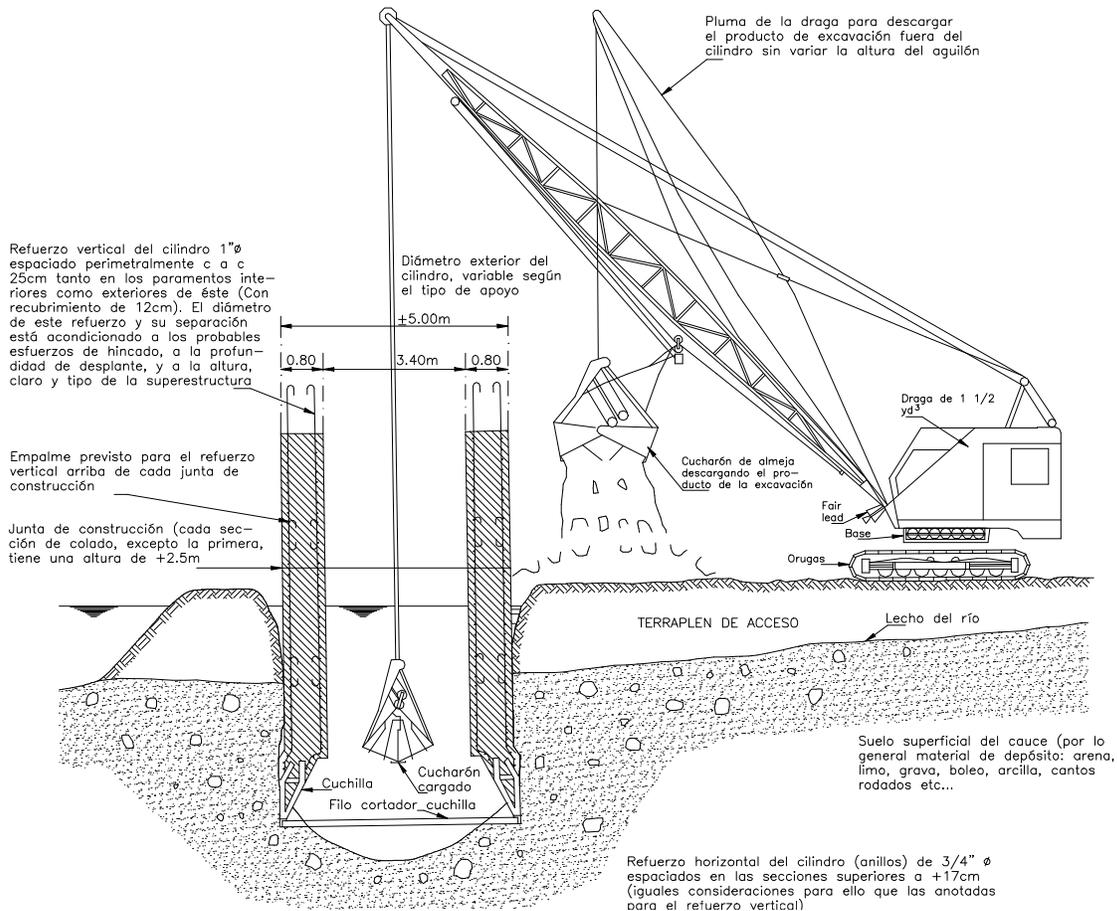


Figura II.5.-Hincado de un cilindro o cajón de cimentación.

Las técnicas constructivas de cimentaciones a base de cilindros se han venido utilizando en México desde principios del siglo XX y han sido perfectamente asimiladas y desarrolladas por los ingenieros mexicanos, lo que ha permitido en su momento llevar a cabo puentes en doble voladizo como: el puente Tlacotalpan, y el puente Tuxpan.

### II.2.4.- Pilotes hincados, de concreto reforzado.

Geotécnicamente, se denomina pilote a un elemento prismático de cimentación profunda, cuyo ancho de sección suele ser como máximo de 60 cm, que transmite al subsuelo las cargas provenientes de la estructura.

Los pilotes son elementos de concreto reforzado, típicamente prismáticos, que se prefabrican fuera del terreno con diferentes longitudes y secciones, figura II.6, para luego hincarse utilizando técnicas de impacto. Se utilizan principalmente para transmitir carga axial al terreno. Antiguamente se fabricaban de madera y, actualmente los pilotes de este material sólo se utilizan en obras provisionales debido a su corta vida útil.

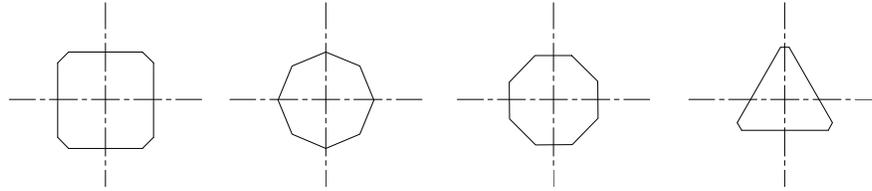


Figura II.6.- Secciones comunes de pilotes de concreto.

Los pilotes prefabricados de concreto reforzado, con  $f'c = 250$  a  $300 \text{ kg/cm}^2$ , con sección máxima del orden de  $60 \times 60 \text{ cm}$ , se cuelan de una sola pieza o en segmentos de acuerdo con las necesidades de longitud del pilote y del equipo de hincado que se vaya a utilizar. Las profundidades máximas que pueden alcanzarse con este tipo de pilotes son del orden de  $60 \text{ m}$ .

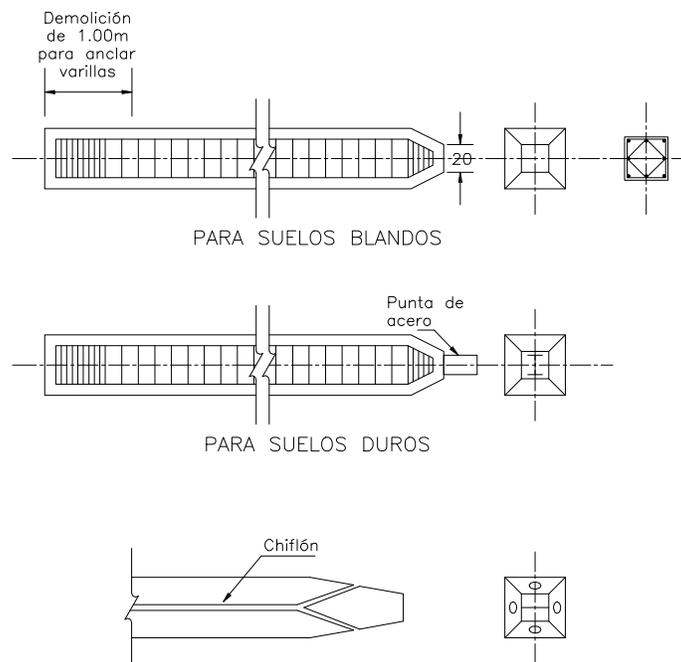


Figura II.7.- Pilotes de concreto para suelos blandos y duros.

El acero de refuerzo de los pilotes se calcula para resistir los esfuerzos provocados durante las operaciones de maniobra e hincado, que son típicamente mayores que los ocasionados por su funcionamiento estructural. Así, el refuerzo principal se coloca en los extremos, ya que ahí se concentran los esfuerzos generados durante el hincado y en donde se recibe el impacto, figura II.7.

Los pilotes metálicos tienen gran facilidad de manejo y se pueden alargar o acortar según se requiera; su desventaja es que son susceptibles a la corrosión, por lo que para su utilización es recomendable protegerlos apropiadamente. El uso de los pilotes metálicos suele recomendarse en suelos con boleos o con rocas alteradas. Las secciones transversales más comunes en estos elementos de acero son las de tipo circular, las cuales pueden dejarse huecas o rellenarse de concreto simple o reforzado después del hincado.

El hincado por percusión o impacto, es el más usual en México; éste se ejecuta mediante un equipo conocido como martillo de impacto, sostenido con una draga, o bien con un malacate con plumas, guiándolo con una estructura que se conoce como “resbaladera” acoplada verticalmente a la pluma por medio de tirantes, para asegurar el soporte apropiado del pilote, debiendo permitir libremente el movimiento del martillo de impacto. Para hincar pilotes en lugares donde no es factible apoyar la resbaladera se usa una colgante suelta, y en cauces con tirantes de agua es necesaria la colocación de escantillones fijos para dar al pilote la colocación e inclinación correcta.

Durante el proceso de hincado es necesario proteger la cabeza de los pilotes con un capuchón de acero para no dañarla; este capuchón cuenta, en su parte inferior en contacto con el pilote, con una sección conocida como “sufridera” en la que se coloca un bloque amortiguador de madera o material plástico y sobre el mismo una placa metálica que recibe el impacto, la cual tiene que estar en un plano completamente normal al eje del pilote para evitar concentraciones de esfuerzos.

### **II.2.5.- Pilotes hincados, de concreto presforzado.**

Los pilotes presforzados son elementos prismáticos de concreto hidráulico, a los que antes de hincarlos en el terreno se les aplica un esfuerzo permanente de compresión para mejorar la eficiencia de su funcionamiento mecánico, ya sea durante el proceso de hincado o bien, durante su vida útil en el interior del terreno. Estos pilotes se construyen con diferentes longitudes, y las dimensiones comunes de fabricación están comprendidas entre 30 y 60 cm, de sección cuadrada, octagonal, hexagonal o circular, requiriéndose concretos con  $f'c$  similar o mayor a la de los pilotes de concreto reforzado convencional. Las profundidades máximas a las que se han hincado son del orden de 40 m.

Los pilotes se construyen usando barras o cables de presfuerzo, dispuestos convenientemente en la sección, los cuales por lo común se envuelven con una espiral, también de acero, y después se procede a su colado. Su fabricación requiere de preparativos especiales en sus moldes metálicos, camas de colado ancladas al piso, y los equipos para maniobras, por lo que la producción se encarece en relación con los pilotes convencionales de concreto reforzado.

Una de sus principales ventajas es que la acción del presfuerzo cierra las grietas en el concreto que se causan por el manejo y el hincado, lo que combinado con la relativa superior calidad del concreto necesario para un presfuerzo viable económicamente, le da la durabilidad que es conveniente en estructuras marinas y en suelos corrosivos.

Este tipo de pilotes generalmente, se diseñan para funcionar por fricción y en algunas ocasiones se construyen con sección H, para dar mayor área de contacto con el terreno.

### **II.2.6.- Pilotes o pilas coladas en sitio.**

Este tipo de pilotes son elementos de concreto reforzado que se construyen dentro de una perforación cilíndrica previamente realizada en el terreno. El diámetro típicamente puede ser una magnitud comprendida entre 60 cm y 3 m.

En general, estos elementos pueden clasificarse en dos categorías: los que se construyen con un forro metálico, previamente hincado en el terreno que sirve de molde y que puede ser o no recuperable, y los que se construyen por vertido directo del concreto en la perforación previamente ejecutada

Los pilotes con forro se prefieren a veces por permitir una inspección detallada del espacio interior antes del colado del concreto, así como un control más cuidadoso del colado mismo. Los pilotes colados sin ademe suelen ser más baratos, pero su construcción está limitada a formaciones de suelo en que las paredes de la excavación se mantengan estables en toda la profundidad de colado. En algunos casos, cuando el terreno lo permite, se les forma una ampliación de base, denominada campana, que puede llegar a medir hasta tres veces la sección transversal y con altura igual a un diámetro. Las profundidades máximas que pueden alcanzarse con estos pilotes son del orden de 40 m.

Las excavaciones para estas estructuras se realizan mediante perforadoras en forma de barreno cilíndrico, hasta la profundidad requerida en el subsuelo; en caso necesario, el barreno se estabiliza con un ademe fluido o con un ademe metálico que puede o no ser recuperable. Terminada la excavación, se limpia el fondo y se introduce el acero de refuerzo previamente armado, centrándolo y dejando el recubrimiento especificado mediante aditamentos especiales; de inmediato se vierte el concreto, utilizando un tubo tremie cuando así se requiere, ya que si se espera demasiado tiempo el terreno puede expandirse por relajamiento hacia la perforación, provocándole a ésta una disminución de su área y de la resistencia del material con probables consecuencias de un deficiente funcionamiento del pilote.

### **II.3.- Pilas**

Las pilas forman el soporte intermedio para la superestructura de un puente con más de un claro. Las pilas son usualmente construidas de concreto reforzado en el sitio de la obra, ya sea por medios convencionales, o para pilas de gran altura, con cimbras trepadoras o deslizantes. El precolado no es muy utilizado. La superestructura puede ser monolítica con la pila o puede ser soportada por cojinetes con varios grados de libertad. Las mismas variaciones pueden aplicarse en la conexión con la cimentación; todo esto es posible combinarlo de diferentes formas para lograr los requerimientos solicitados por la estructura.

El número y espaciamiento de las pilas es usualmente determinado en su totalidad por los factores económicos de la estructura. La elección de un tipo y forma de pila está influenciada por diferentes factores.

En el cruce con cursos de agua, la forma y orientación de las pilas afecta las características del flujo. Las pilas tipo muro son preferidas sobre otras debido a su eficiencia hidráulica. En ríos donde existe la probabilidad de arrastre de escombros, las pilas con poco espaciamiento no son recomendables.

A continuación en la figura II.8, se muestran las formas típicas de pilas para cauces de ríos, que ofrecen poca resistencia al flujo de agua.

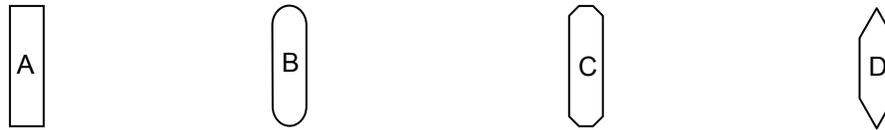


Figura II.8.-Algunas secciones típicas de pilas de dimensiones menores.

Sin embargo, se ha observado que las pilas con extremos agudos, como la del tipo D, son más propensas a retener escombros, tales como ramas, que aquéllas de extremos redondeados como las del tipo B. Esto incrementa la resistencia al flujo. Las pilas dentro de canales navegables, son normalmente masivas a fin de resistir los impactos de las naves. En el caso de grandes rutas de navegación se hace necesaria adicionalmente la construcción de barreras de tierra.

Las pilas del tipo muro no son muy convenientes en cruces carreteros debido a que ocasionan el efecto visual de un túnel. Las columnas aisladas son preferibles. Estas deben ser limitadas en número en la dirección transversal a fin de mejorar la apariencia y el campo visual de los usuarios. Sin embargo, el impacto de un vehículo sobre las columnas delgadas puede causar daños catastróficos. El efecto de los impactos en columnas es extremadamente complejo y la investigación en este campo está apenas en desarrollo. Las columnas de grandes dimensiones se muestran en la figura II.9.

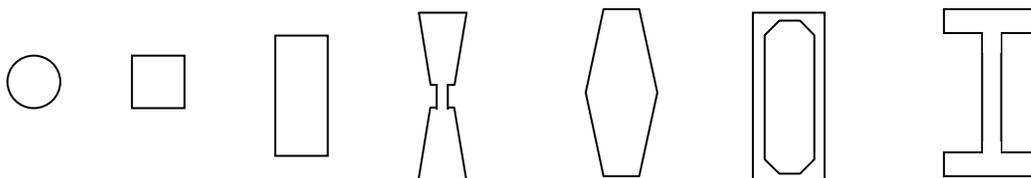


Figura II.9.- Algunas secciones típicas de pilas de grandes dimensiones.

Salvo en el caso de que las pilas sean monolíticas con la superestructura las secciones siempre están sobradas en el diseño, y es preciso llegar a mínimos constructivos. La evolución ha sido muy rápida, desde las pilas robustas de los puentes de arco, que han de resistir empujes horizontales importantes, hasta las columnas únicas de tramos rectos continuos que llegan a soportar en algunos casos superficies muy grandes de tablero.

Cuando se trata de viaductos, puentes sin función hidráulica, la solución más lógica para los apoyos intermedios es la de grupos de columnas aisladas de sección cuadrada o circular. El número de columnas que formarán la pila variará según el ancho de la superficie de rodamiento y los claros de los tramos que soportan, figura II.10.

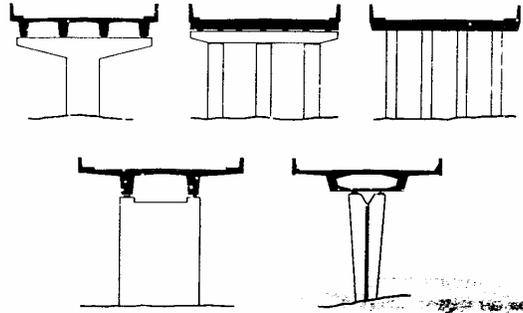


Figura II.10.- Algunas secciones transversales típicas en viaductos.

En el caso de pilas circulares, suelen ser de sección maciza de hasta 1 m de diámetro, siendo huecas para diámetros superiores, pues su sección transversal ha de ser suficiente para soportar las cargas de la superestructura sin que se produzcan levantamientos diferenciales de la estructura bajo ninguna excitación. También esto se puede conseguir ampliando la cabeza de la pila en capitel, o bien dando sección elíptica o similar con mayor dimensión en sentido transversal.

El cálculo de una pila es muy simple si los apoyos son aislados, pues solo reciben cargas verticales, los de articulaciones deslizantes y además el frenado los de articulación fija; aunque si se emplean articulaciones de neopreno, que es lo adecuado en claros medianos y pequeños, esta última fuerza se reparte entre todos los apoyos. Si se trata de soluciones en las cuales las pilas son monolíticas con la superestructura, el cálculo de la estructura completa da los esfuerzos correspondientes.

### II.3.I.-Construcción de las pilas usando cimbras deslizantes.

Para la construcción de las pilas se puede utilizar un cimbrado convencional, si así lo permite la altura de la pila, o cimbras deslizantes o trepadoras, siendo estos dos últimos casos de especial atención.

El colado de pilas utilizando cimbras deslizantes, figura II.11, es un sistema en el cual, se emplean moldes de madera machihembrada, cepillada y recubierta de resina epóxica, a fin de mejorar las condiciones para el deslizamiento y el acabado del concreto. La altura de los moldes es de aproximadamente 1.2 m. Estos moldes están reforzados con travesaños conectados a marcos metálicos, los cuales se apoyan, mediante yugos, en unos gatos hidráulicos que se encargarán de empujar tanto al andamiaje como a los moldes para el colado de la pila. A su vez, los gatos se sujetan por medio de mordazas a una barra guía recuperable, embebida en el cuerpo de la pila.

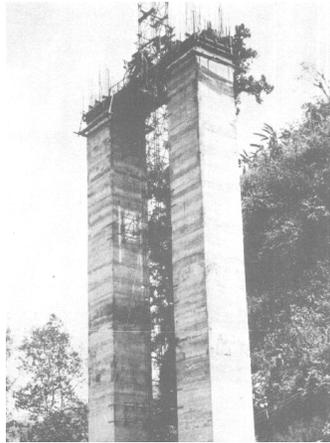


Figura II.11.- Construcción de una pila con cimbra deslizante.

El número de los gatos y de los marcos en que se apoyarán los andamiajes lo determina el peso en conjunto del personal y equipo que será utilizado para el colado de la pila. Por lo general los gatos utilizados para este procedimiento tienen capacidades de carga de alrededor de 3 t.

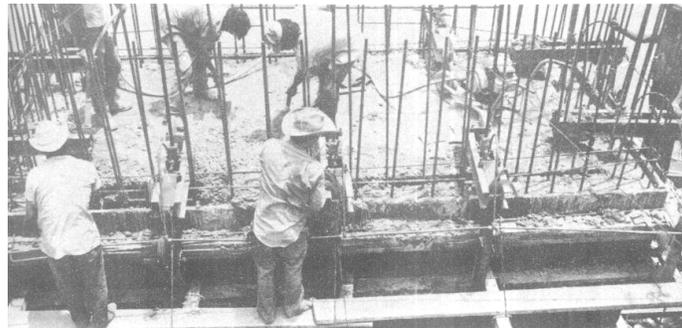


Figura II.12.- Disposición del sistema de cimbra deslizante.

El andamiaje se dispone en dos niveles: en el nivel superior el personal arma los estribos a medida que se izan los moldes, lográndose así que los travesaños no topen con los estribos durante su avance, figura II.12; en ese mismo nivel, se construye una plataforma de trabajo para instalar todo el equipo necesario para el colado. En el nivel inferior, por abajo del molde, los obreros van aplanando la lechada que escurre por los paramentos del cuerpo de la pila, para mejorar su apariencia.

Los moldes, aún cuando se considera que la fricción entre ellos y el concreto es nula, son de sección abocinada, ligeramente más cerrados en su parte superior con objeto de evitar su desgaste y desgarraduras en el concreto. El control de verticalidad se efectúa con plomadas permanentemente suspendidas de la cimbra y referenciadas a bancos de nivel predeterminados.

A partir del arranque del colado se espera alrededor de 3 horas para iniciar el despegue e izado de las cimbras deslizantes. Pasado este tiempo, mediante el

sistema de gatos, operados con una bomba centrífuga, se izan los moldes una pulg en un término de 30 min, durante los cuales se verifica el comportamiento y funcionamiento en conjunto del equipo de izado; en los siguientes 15 min se iza todo el dispositivo nuevamente una pulgada; a partir de entonces esta operación se efectúa a cada 5 min. En consecuencia, el promedio de izado es de 30 cm por hora, aproximadamente de 6 a 7 m en un día.

El izado de los moldes depende básicamente de la rapidez de colado y armado, así como del endurecimiento del concreto, por lo que varía según la temperatura ambiente; en climas cálidos se llega a obtener una velocidad de izado de hasta 40 cm por hora y en climas fríos de alrededor de 20 cm por hora. Si por alguna circunstancia se interrumpe el colado, es necesario mover la cimbra izándola de 30 cm a 1 m, de lo contrario los moldes se adherirían al concreto y sería necesario destruirlos.

### II.3.2.-Construcción de las pilas usando cimbras trepadoras.

Generalmente utilizadas cuando la gran altura de las pilas, así como la geometría de las sección de las mismas, no permite utilizar un cimbrado convencional o deslizante.



Figura II.12.- Cimbra trepadora.

La estructura del andamiaje se apoya sobre ménsulas metálicas, que tienen dos anclas que se apoyan en hendiduras, fabricadas en calado para este efecto en las paredes interiores de la pila. En estas ménsulas se soportan los cuatro montantes, con los cuales se realiza el izado de los moldes y que son el soporte principal del andamiaje; para ello se tienen dispositivos que actúan contra dos traveses metálicas, que sujetan a la cimbra también metálica. Cada una de esas traveses está formada por dos canales, para permitir el libre corrimiento de los montantes. Sobre estas traveses, se instalan otras que suspenden con tirantes el andamiaje interior. En el exterior del cuerpo de la pila, otras armaduras son las encargadas de soportar el andamiaje exterior. El detalle se puede ver en las figuras II.13 y II.14.

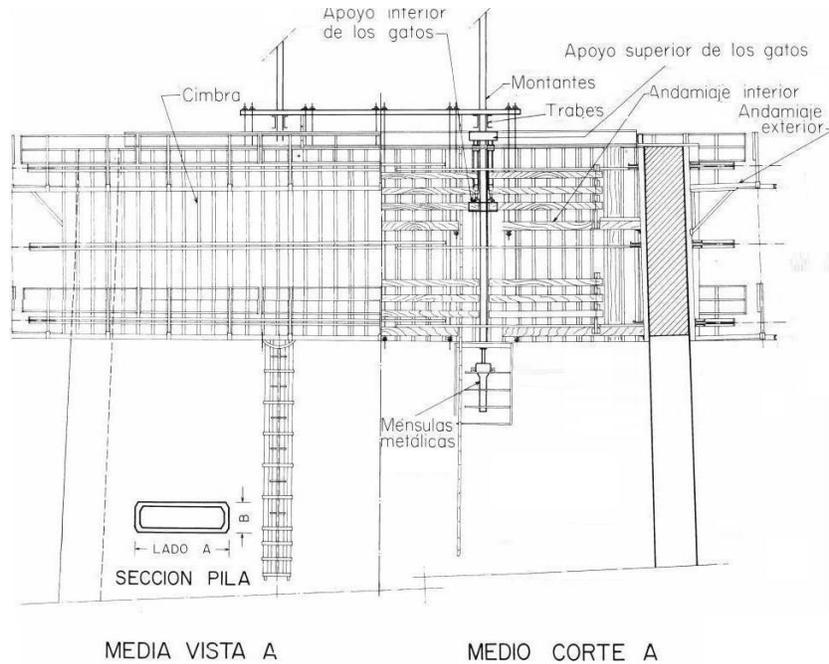


Figura II.13.- Esquema de la cimbra trepadora utilizada en el puente Metlac, vista del lado A.

Al iniciar el colado del cuerpo de cada pila, los montantes se apoyan directamente sobre el pedestal donde se desplanta la pila.

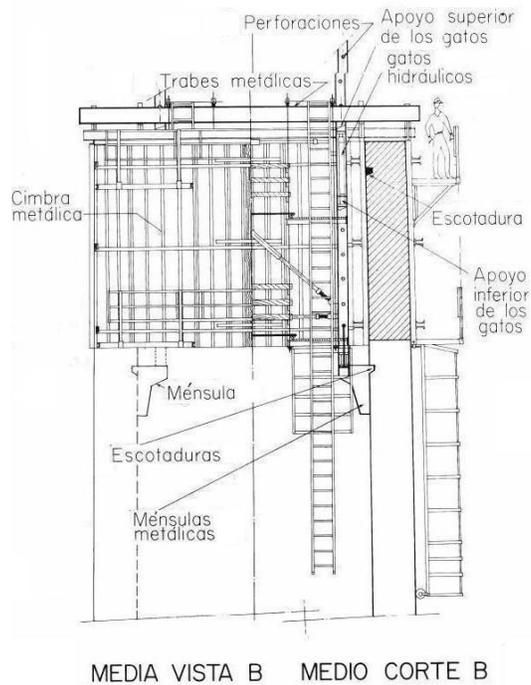


Figura II.14.- Esquema de la cimbra trepadora utilizada en el puente Metlac, vista del lado B.

Cada montante tiene dos gatos hidráulicos y perforaciones a cada 50 cm en la cara coincidente con cada uno de los gatos. Los dos gatos de cada montante, están articulados en dos apoyos; uno superior anclado a la trabe, y otro inferior.

Estos gatos tienen en sus apoyos pernos biselados, empujados por la acción de resortes para que penetren en las perforaciones de los montantes.

El izado de los montantes, figura II.15, se realiza como sigue: al actuar los gatos contra el apoyo inferior, el perno biselado en su posición b, sale de la perforación del montante y se desplaza hacia abajo entrando en la posición inmediata inferior, posición c. Al recuperarse la carrera del gato, el perno en la posición c tiene suficiente apoyo para izar el montante; el perno del apoyo superior sale de su perforación y permite con ello que el montante suba, ya que el apoyo de los gatos, así como el mismo gato y su apoyo inferior, quedan colgados de la trabe.

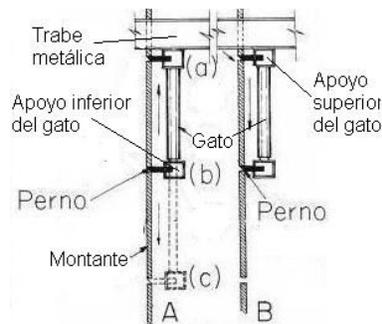


Figura II.15 Izado de los montantes.

Posteriormente, se procede al izado de la cimbra, figura II.16; el gato al ser accionado se encuentra con que el perno del apoyo inferior tiene suficiente apoyo para empujar en su carrera al apoyo superior, para lo cual el perno en este apoyo debe salir de la perforación del montante, por lo que el apoyo del gato empuja hacia arriba la trabe, de la cual pende toda la cimbra. Al llegar el apoyo superior a la perforación inmediata superior del montante penetra en ésta, y al retraerse el gato el perno en el apoyo inferior se introduce en la perforación siguiente, para luego ir repitiendo este ciclo de operaciones hasta izar la cimbra a su nueva posición y troquelarla a fin de realizar el siguiente colado. Las maniobras complementarias del vertido del concreto, transporte del acero, del personal y de otros implementos, se realizan mediante una torre grúa.

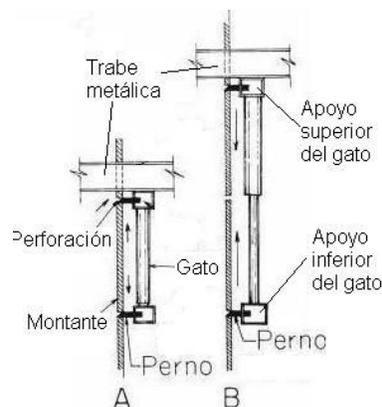


Figura II.16 Izado de los montantes.

#### II.4.- Dovela de pila.

A pesar de formar parte de la superestructura, la dovela de pila, en la mayoría de los casos, se construye de forma monolítica con la subestructura, formando parte de la pila.

Una vez concluido el colado de las pilas, se procede a iniciar los trabajos para el colado de la dovela de pila, figura II.17. La primera etapa consiste en el montaje de la obra falsa y se procede a colocar la cimbra de la dovela. Generalmente se utiliza cimbra convencional para el colado de esta dovela.



Figura II.17.- Dovela de pila. Cortesía de Freyssinet de México.

Después del cimbrado se habilita el refuerzo que llevará esta dovela. Antes del colado de la dovela de pila, deben colocarse en su ubicación definitiva los ductos que alojarán los cables de presfuerzo, mediante los cuales las dovelas simétricas inmediatas a la pila y las subsecuentes, se conectarán entre sí. Deben dejarse preparados los ductos para presfuerzo transversal de la losa de calzada, para posteriormente colar la dovela sobre pila.

En casos especiales, es necesario utilizar métodos no convencionales para colocar el cimbrado de esta dovela. Uno de estos fue el caso del puente Metlac, en el que la altura de las pilas (125 m) no permitió colocar la cimbra de forma convencional.

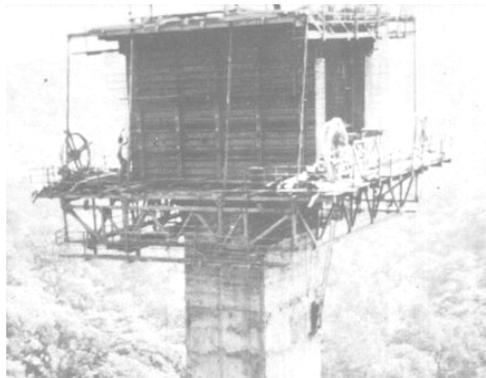


Figura II.18 Cimbrado de la dovela de pila, puente Metlac.

En este caso el método de colocación de la cimbra, figura II.19, consistió en instalar los moldes metálicos interiores y exteriores, así como los andamios, sobre un sistema de armaduras, las cuales fueron izadas mediante cuatro cables operados con gatos hidráulicos, los cuales estaban dotados de dos mordazas que tenían su propio sistema hidráulico: los gatos al funcionar jalan los cables que están aprisionados por las mordazas superiores. Al agotarse la carrera de los citados gatos, las mordazas inferiores serán las encargadas de sujetar los cables para en esta forma recuperar la carrera de los gatos. A medida que progresa el izado, se van enrollando los cables en tambores.

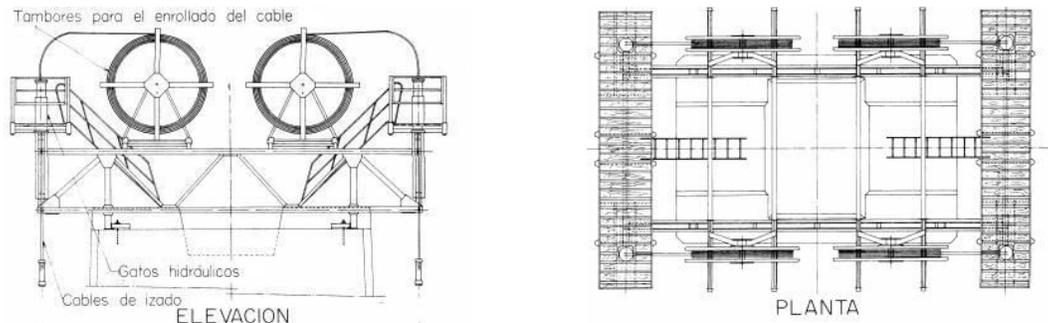


Figura II.19.- Dispositivo de izado de la cimbra de la dovela de pila, puente Metlac

Finalmente en su posición definitiva, las armaduras se apoyan mediante columnas en unas ménsulas metálicas, que se encuentran ancladas al cuerpo de la pila a través de unas barras de presfuerzo; las columnas están dotadas de apoyos con articulaciones, para no provocar el giro de la barra y sólo transferirle esfuerzos cortantes. El vertido del concreto, transporte del acero, del personal y de otros implementos, se realizan mediante una torre grúa.

Otro caso que cabe destacar es el del puente Ing. Antonio Dovalí Jaime (puente Coatzacoácos II), figura II.20, en el que la dovela sobre pila se coló sobre ménsulas ancladas en la misma pila con un ancho en su cara mas larga de 10 m, sin los voladizos laterales de la losa superior. Se empleó un sistema de viguetas metálicas, de la cual se suspendió la obra falsa para construir los vuelos del tablero.

No se presforzó longitudinalmente, ya que se colaron en este sentido 6.5 m y el ancho de la pila en su cara corta es de 4 m; pero se dejaron los ductos necesarios para introducir posteriormente el acero de los cables longitudinales, tanto definitivos como provisionales.

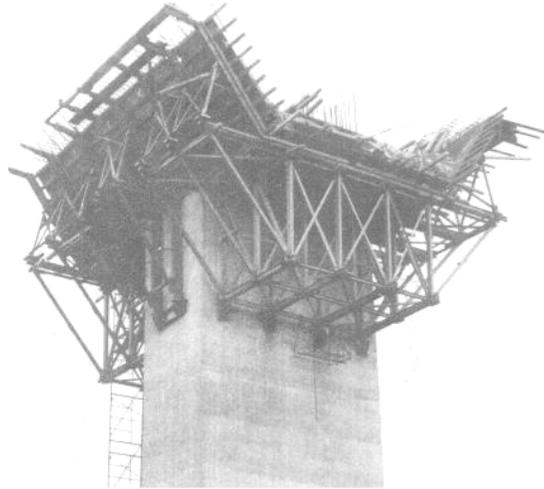


Figura II.20.- Dovela de pila, Puente Antonio Dovalí

Es importante para la estabilidad, que la dovela de pila sea fijada a la pila durante la construcción. Alternativamente, la dovela de pila puede ser estabilizada con soportes temporales o por cojinetes colocados sobre la pila durante la construcción.

## **CAPITULO III**

### **Construcción de la superestructura.**

## **CAPITULO III.- CONSTRUCCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA**

La superestructura de un puente tiene la función principal de distribuir las cargas en toda la longitud del puente y transferirlas a los apoyos, pilas y estribos. Por lo general, está compuesta por vigas, que son la parte más importante de la superestructura; una losa que actúa como un diafragma rígido que evita movimientos relativos entre las vigas; y la superficie de rodamiento, sobre la cual circulan los vehículos.

La superestructura debe diseñarse para resistir las cargas verticales vivas y muertas; el dimensionamiento de la misma debe basarse en su comportamiento bajo cargas de servicio, comparando los esfuerzos permisibles contra los actuantes en la estructura.

Para la construcción de la superestructura, se debe contar con un procedimiento que reúna las características de ser económico y eficiente, para cumplir con las especificaciones técnicas y de tiempo requeridas por el proyecto.

En este capítulo se explicará de forma general lo referente al procedimiento de construcción de puentes en doble voladizo.

### **III.I.- Proceso constructivo.**

El montaje en voladizo tiene lugar por secciones aisladas partiendo de los estribos o de las pilas intermedias, avanzando simultáneamente y con la máxima simetría hacia ambos lados. La sencilla aplicación de este procedimiento produjo su rápida extensión, convirtiéndolo en el procedimiento estándar para puentes de concreto presforzado con grandes claros en todo el mundo, combinado en parte con otros métodos de construcción.

Una de las finalidades del montaje en voladizo es la de evitar las complejas estructuras auxiliares; de este modo, las ventajas del montaje en voladizo crecen cuanto más complicados tengan que ser los andamiajes que se evitan construir, sea por valles profundos, zonas de tráfico que haya que mantener libre, avenidas de agua y otros obstáculos, especialmente cuando se trate de grandes claros.

La complejidad que llegan a alcanzar estos andamiajes auxiliares queda ejemplificada en la figura III.1, correspondiente a la construcción del puente sobre el Río Po, en Italia.

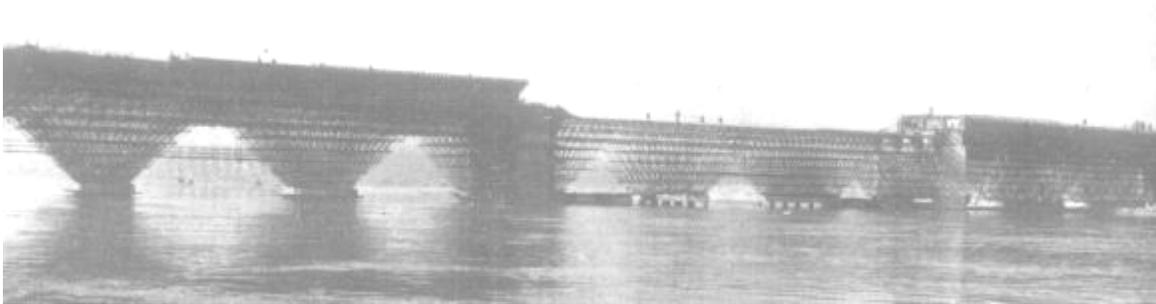


Figura III.1.- Andamiaje para la construcción del puente sobre el Po en Italia.

La construcción por avance en voladizos sucesivos es independiente respecto al río o circulación inferior y reduce al mínimo el andamiaje auxiliar y el cimbrado. La primera condición se cumple después de construir las cimentaciones y elevar las pilas por encima del nivel de avenidas. La segunda se realiza al máximo, pues la obra falsa consiste en un carro que avanza sobre la parte construida, se fija a ella y queda en voladizo para ejecutar una sola sección a la vez.

La cimbra corresponde a la superficie de una sección, su colocación es sencilla y el descimbrado también, pues se llevan elementos en el carro, con lo cual los movimientos a mano son mínimos, siendo preciso únicamente acomodar los laterales, reduciendo, de ser el caso, la altura útil de la cimbra, cuando se trata de vigas de sección variable que es lo más común. Como la zona de trabajo resulta muy reducida, se le puede dotar de todos los elementos para realizar la ejecución del modo más rápido y seguro, defendiéndola de la lluvia, del viento, de las heladas, etc. En algunas ocasiones, la cimbra se dispone de tal forma que se crea una cámara hermética, en la cual se llega a hacer un curado acelerado por vapor.

### **III.1.1.- Construcción en voladizo con colado en sitio.**

En su forma básica, la construcción de un puente en voladizo con el colado de los elementos estructurales en obra, procede como a continuación se enuncia: después de la construcción de la dovela sobre la pila, las secciones en voladizo son fabricadas progresivamente en segmentos, usualmente de forma simétrica respecto a la pila, para controlar el balance del momento que actúa sobre la misma, como se ilustra en la figura III.2. La longitud de los segmentos a fabricar depende de factores económicos determinados por el volumen de concreto a utilizar en un ciclo y el costo del transporte. Segmentos de 3 a 5 m son comunes. Una de las mayores ventajas de este modo de construcción es la continuidad del refuerzo a través de las juntas constructivas. Este método de construcción ha sido usado exitosamente para claros de hasta 240 m.

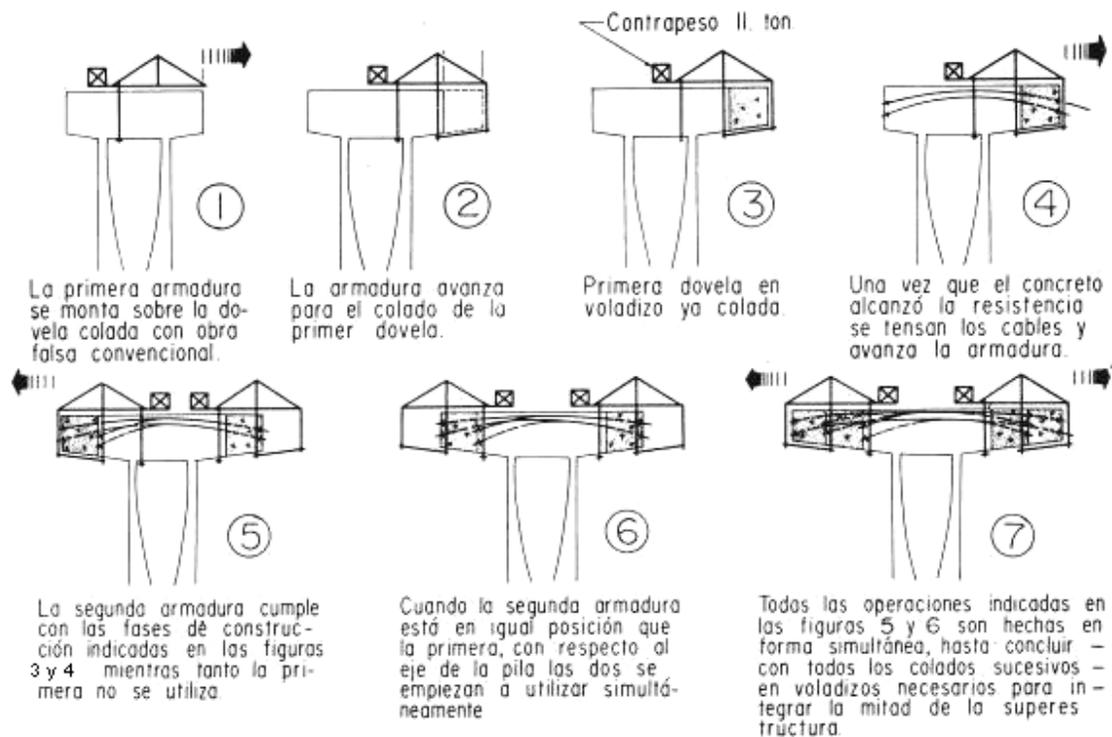


Figura III.2.- Secuencia de construcción de puentes en doble voladizo.

El ritmo de trabajo es de gran regularidad, lográndose ajustar a una sola semana el ciclo de operaciones cuya secuencia típica es: colar el primer día, aplicar el presfuerzo el tercero, descimbrar al cuarto, trasladar el carro el quinto día, acomodar la cimbra el sexto y disponer de la armadura el séptimo. Con dos frentes simultáneos, dos voladizos a partir de una pila y en cada uno un cajón independiente, se lleva la mano de obra organizada en equipos que tienen trabajo continuo al encadenar las operaciones en los dos frentes.

Después del fraguado del concreto, se aplica a cada segmento el presfuerzo necesario hasta alcanzar la magnitud de las fuerzas debidas al momento flexionante que soportará el voladizo. Conforme avanza la construcción, los cables son insertados progresivamente y tensados a través de varios segmentos. Antes de que sea colada la última dovela que cerrará el claro, los dos voladizos son asegurados por varios métodos a fin de evitar dañar el concreto en proceso de fraguado debido a momentos generados por los cambios de temperatura o acciones externas. Tan pronto como el concreto en la junta de los voladizos fragüe, los cables que soportarán el momento flexionante son insertados y tensados. De este modo, la construcción se prosigue sección por sección dándole continuidad a la estructura.

### III.1.2.- Construcción en voladizo con piezas prefabricadas.

La construcción en voladizo usando piezas prefabricadas procede como sigue: la superestructura está dividida en segmentos los cuales son prefabricados en tamaños adecuados para su facilidad en el manejo y traslado. Estos segmentos

son entonces transportados al sitio y erigidos en su lugar correspondiente, iniciando con las secciones inmediatas a la pila y procediendo en voladizo a colocar los restantes a ambos lados de la pila, figura III.3.



Figura III.3.- Construcción en voladizo usando piezas prefabricadas.

Una característica importante es el tratamiento de las juntas entre los elementos. Existen dos métodos básicos: en el primero, la junta es fabricada en sitio, de un tamaño adecuado que permita darle continuidad efectiva a los cables de presfuerzo. Esto puede lograrse mediante conectores con rosca interior, obteniéndose así elementos tensores continuos que abarcarán toda la longitud del puente. La unión usando conectores es sencilla y segura. Para prolongar un cable de este modo, se le rosca en el extremo no anclado un conector y de ésta manera, desde la nueva junta de sección se tensa todo el elemento.

El segundo método y más común, es el “pegado” de los segmentos para formar una junta muy delgada. Por consiguiente ningún refuerzo sin tensar puede atravesar la junta, los elementos entonces son erigidos en secuencia. Para alcanzar las tolerancias requeridas, los elementos utilizados para ello deben ser contruidos de forma tal que un elemento esté acoplado contra el anterior y así sucesivamente, método conocido como línea corta de fabricación, de la cual se detallará mas adelante.

Para lograr el buen acoplamiento de las piezas, las áreas de contacto entre ellas son cubiertas con algún agente de enlace, generalmente una resina epóxica, algunas veces algún producto aglutinante. Este agente no es considerado en el diseño estructural como participante en la resistencia última de la sección. Las funciones del agente aglutinante son: lubricar las caras en contacto de las piezas acopladas para facilitar su alineamiento; corregir los posibles errores de alineación de los elementos, que ocurren principalmente a causa de retraimientos diferenciales, por arrastre y temperatura; y finalmente para asegurar que las juntas sean sólidas y a prueba de agua. Por otro lado, este método de construcción es rápido y sirve para contrarrestar los costos adicionales del presforzado.

En ambos casos, el colado en sitio y el de elementos prefabricados, las deflexiones debidas a las cargas, arrastre, contracciones diferenciales y temperatura deben ser cuidadosamente evaluadas a fin de que se cumplan los requerimientos geométricos y estructurales requeridos.

### III.1.3.- Construcción en voladizo utilizando armadura deslizante.

Un caso especial de la construcción en doble voladizo, es aquel en el cual se utiliza un andamiaje deslizante generalmente recomendado para claros medianos o grandes. La armadura de acero en voladizo, utilizada para ello puede desplazarse sobre los tramos terminados previamente del puente o en las estribaciones del mismo, se apoya sobre alguna de las pilas intermedias, sobresaliendo entonces del tramo en construcción en la mitad de su longitud, figura III.4. La construcción prosigue entonces desde esta pila y por secciones, simétricamente hacia ambos lados hasta que se alcanza la superestructura ya terminada o el estribo, y se establece el enlace. En este momento puede desplazarse el andamiaje en la longitud de un tramo.



Figura III.4.- Construcción en doble voladizo utilizando una armadura deslizante.

La armadura en voladizo no actúa solamente como carril de avance para las plataformas de trabajo y el cimbrado, sino también como puente de transporte para hombres y material, para superar el espacio existente entre la superestructura ya terminada y la sección de la misma que se encuentra en construcción. El concreto se transporta mediante tuberías y por bombeo sobre el andamiaje hasta el punto de colado. Estas tuberías pueden colocarse sin problemas junto a las pasarelas.

Cuando el concreto está suficientemente fraguado se aplica el preesfuerzo correspondiente, se libera la cimbra y se desplaza hasta la siguiente sección. Es conveniente repetir este ciclo a ritmo semanal, para iniciar de nuevo los trabajos de colocación de la armadura, cuando se concluya la construcción de un tramo completo.

En el caso de que se utilicen piezas prefabricadas, los bloques prefabricados de un tramo se suspenden del andamiaje deslizante o armadura. Tras la introducción de los elementos tensores y el centrado de los bloques se cierran las juntas, se aplica el presfuerzo y se desplaza el andamiaje hasta el siguiente tramo. Con la aplicación de los bloques de sección prefabricados no es preciso depender del ciclo semanal, pero se necesita una instalación de transporte adicional para las piezas prefabricadas y sólo se consigue un claro limitado.

Con este método de construcción, no existen problemas en el tendido de un puente de concreto presforzado, incluso sobre poblaciones o cuerpos de agua, figuras III.5 y III.6.

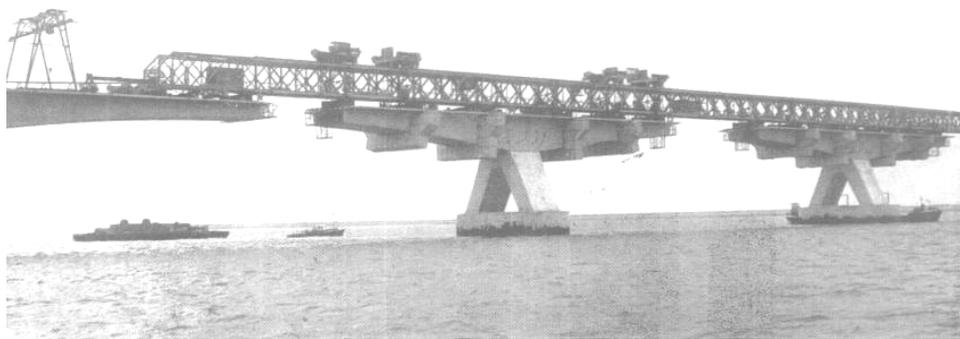


Figura III.5.- Construcción del Puente sobre el Escalda Oriental, Holanda.



Figura III.6.- Puente sobre el Escalda Oriental, Holanda.

Los andamiajes auxiliares de acero se han empleado pocas veces para el montaje de un puente de concreto presforzado, debido a los elevados costos del andamiaje, con excepción de casos especiales. Todo el transporte de materiales, aparatos y personal, no así de las piezas prefabricadas, pasa sobre el puente terminado y el andamiaje hasta los distintos puntos de trabajo.

Algunas observaciones, aplicables no sólo a la construcción en doble voladizo con andamiaje deslizante, sino también a los dos casos descritos con anterioridad se mencionan en los siguientes párrafos.

La construcción por secciones de puentes largos, dependerá de las condiciones y de las dimensiones de la estructura sustentante, decidir el tamaño de las diversas secciones y si estas deben obtenerse por colado en sitio, montarse como elementos prefabricados o por una combinación de ambos procedimientos.

En la comparación de tiempos entre el colado en sitio y el uso de elementos prefabricados, destaca que en el colado en obra se está sujeto a un ciclo semanal que determina el avance de la obra. Si se emplea un andamiaje de montaje en voladizo situado solamente sobre una pila puede trabajarse simultáneamente en dos puntos; con un rendimiento normal de trabajo que significa un avance semanal de dos bloques. La construcción con elementos prefabricados se libera del ritmo semanal. El avance en el trabajo depende solamente de la posible velocidad de montaje, donde la junta pegada ha demostrado ser superior a la colada en obra, pues desaparece el tiempo de espera para el fraguado; como los bloques individuales son en general mucho menores que el colado en sitio, es necesario fabricar una cantidad mayor cada semana para conseguir el mismo avance en la obra que con el colado en sitio. Mediante una producción apropiada con turnos de día y noche es posible prefabricar prácticamente una gran cantidad de elementos, de modo que el montaje, que solo precisa efectuarse durante el día, pueda avanzar sin obstáculos.

Prescindiendo del rápido avance de la obra, esta forma de construcción tiene además la ventaja de que la mayor parte del peso de la obra se apoya sobre las pilas en forma estáticamente determinada, ya que el efecto continuo no se origina hasta el cierre de los centros de los tramos. Como consecuencia, una gran parte de los asentamientos o deformaciones desiguales de la infraestructura, queda sin efecto para la superestructura.

### **III.2.- Control de calidad de los materiales.**

Para llevar un buen control de calidad de los materiales que están involucrados en la construcción de la superestructura, además los mencionados en el capítulo II, es preciso conocer los procedimientos a través de los cuales se fabrican las diferentes secciones que conformarán la superestructura del puente.

Por lo anterior, en este apartado se hace una breve descripción de los diferentes métodos de construcción de secciones prefabricadas de concreto que se utilizarán posteriormente en obra, así como algunas de los diferentes sistemas de presforzado existentes.

#### **III.2.2.- Línea corta de prefabricación.**

En este método se utiliza un sistema de colado por secciones acopladas. La premisa básica de este método es colar segmentos de modo tal que su posición relativa en la estructura sea idéntica a su posición de colado. Esto requiere un perfecto acoplamiento entre los extremos de los segmentos, lo cual es logrado colando cada segmento directamente contra la cara del elemento precedente, usando un separador para evitar el enlace del concreto. Los segmentos son entonces llevados a su posición definitiva, en la misma secuencia en que fueron colados.

El método más común del colado por secciones acopladas es el llamado: línea corta de fabricación. Con este sistema, la tasa de producción de segmentos en una línea de fabricación se acerca a un segmento por día. Un buen promedio de rendimiento en un proyecto, es de cuatro segmentos por línea cada 5 días.

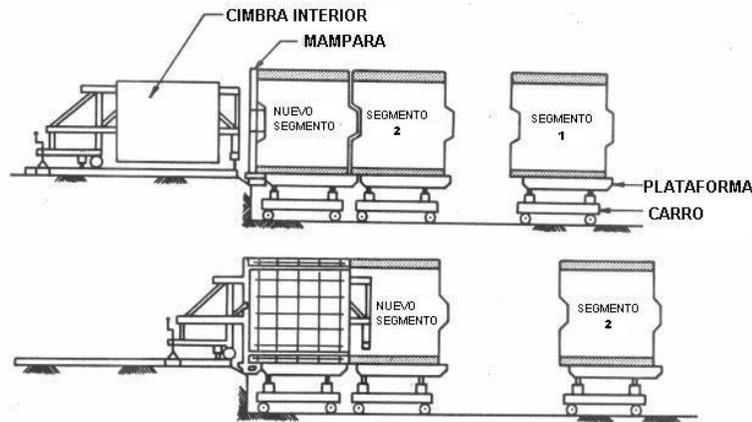


Figura III.8.- Línea corta de fabricación de elementos para puentes.

La secuencia de colado ilustrada en la figura III.8 es la siguiente: el segmento más antiguo (segmento 1) en la línea de producción fue colado el día uno y para el día tres se encuentra curado y listo para el patio de almacenamiento. El segmento sobre el cual se colará (segmento 2), fue fabricado el día dos y fue colado contra el segmento del día uno. El día tres un nuevo segmento será colado contra el segmento construido el día dos.

En la figura III.9 se muestra el arreglo de la cimbra para la línea corta de fabricación de segmentos. La longitud de cada cimbra es igual a la longitud del segmento a colar más una o dos pulgadas, para sellado alrededor de la junta de acople de los segmentos involucrados. Las cimbras laterales tienen la capacidad de abatirse desde el elemento para permitir remover el segmento colado. Esto es realizado con gatos hidráulicos. La cimbra interior se coloca sobre rieles para un retiro rápido que permita levantar al segmento colado.

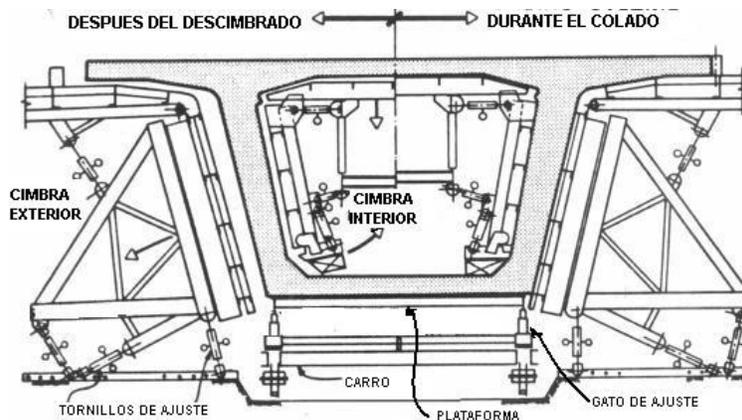


Figura III.9.- Cimbra para la línea corta de fabricación.

Antes del colado de la pieza, la primera operación es determinar su posición relativa. Esto se realiza tomando lecturas de elevaciones y alineamientos, con un instrumento de reconocimiento preciso. Una vez que estas lecturas han sido tomadas, se retira la pieza mas antigua de la línea de fabricación y es llevada al patio de almacenaje, recorriéndose las piezas en la línea para el nuevo colado.

El sistema de fabricación en línea corta ofrece algunas ventajas. Por ejemplo, el espacio requerido para la instalación es mínimo resultando en una operación centralizada. Cualquier geometría deseada puede ser obtenida mediante la manipulación de los dispositivos del colado de los elementos acoplados. La primera desventaja del método es, la exactitud con la que deben ser fabricados los elementos. Además, la maquina de colado debe ser lo suficientemente flexible para conformar los segmentos girados pero al mismo tiempo rígida para un adecuado soporte de las cargas.

### III.2.3.- Línea larga de prefabricación.

Este sistema es similar al anterior, excepto por que utiliza una plataforma inferior continua cuya longitud es la misma que la del voladizo a construir, figura III.10. Todos los segmentos son colados en su posición relativa correcta, con las cimbras moviéndose a lo largo de la línea de fabricación así como cada segmento sea colado.

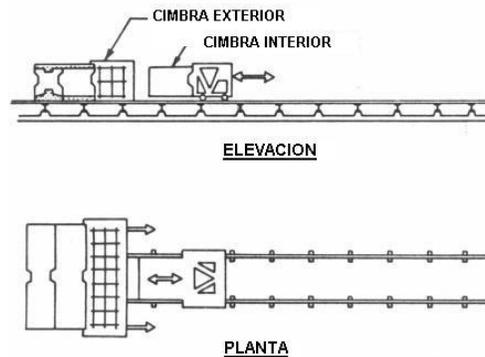


Figura III.10.- Línea larga de fabricación

Una línea larga de fabricación es fácil de instalar, y los segmentos conforme sean colados son fáciles de manejar, figura III.11. Además los esfuerzos en el concreto no son críticos debido a que los elementos fabricados no tienen que moverse inmediatamente.

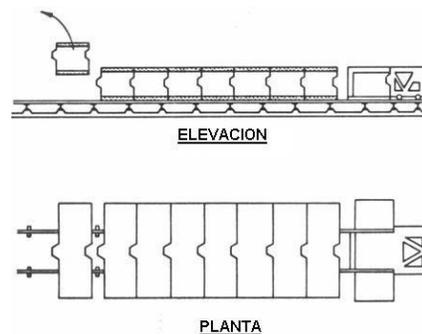


Figura III.11.- Línea larga de fabricación con elementos

Cuando se tiene considerado utilizar una línea larga de colado, deben tomarse en cuenta diversas cosas. Primero que nada, el espacio necesario que se requiere. La longitud mínima requerida por la plataforma inferior es generalmente un poco mayor a la mitad del claro mayor de la estructura. La cimentación debe ser fuerte y relativamente libre de asentamientos debido a que el peso de los segmentos que soportará puede ser de cerca de 13.2 t/m o más. Cualquier equipo adicional para el curado o el manejo de los segmentos debe ser móvil, a todo lo largo de la plataforma de producción.

#### **III.2.4.- Sistemas de presforzado.**

El presforzado puede definirse como un artificio mediante el cual se provocan, esfuerzos internos a un material, con anterioridad a la aplicación de cargas exteriores, o simultáneamente a éstas, en magnitud y distribución tal, que combinados con los que originan las cargas exteriores, produzcan esfuerzos comprendidos dentro de los límites que el material pueda soportar indefinidamente.

Una estructura presforzada difiere, de una no presforzada en su comportamiento. Una viga simplemente apoyada, se flexiona bajo el efecto de su propio peso, deformación que se incrementa al aplicarle en igual sentido otras fuerzas exteriores; al flexionarse las fibras longitudinales se deforman, acortándose las que se encuentran trabajando a compresión y alargándose las que lo hacen a tensión.

En el caso de una viga de concreto reforzado, como este material es incapaz de soportar esfuerzos muy grandes de tensión, la parte sometida a este esfuerzo se agrieta, debiendo tomar todo el esfuerzo de tensión el acero de refuerzo, por lo tanto el concreto agrietado gravita inútilmente.

El artificio del concreto presforzado permite que el comportamiento de la viga bajo las condiciones antes descritas sea diferente, ya que se logra que toda la sección esté sujeta únicamente a esfuerzos de compresión permanente, aprovechándose íntegramente y evitando el agrietamiento.

Existen dos formas de aplicar el presfuerzo; después del fraguado del concreto, postensado, y antes del fraguado, pretensado. En el primer caso, los cables son alojados dentro de un tubo o ducto para evitar que durante el endurecimiento del concreto estos se adhieran a él, y permitan ser tensados y anclados en los extremos de la viga después del fraguado del concreto, produciendo así la fuerza del presfuerzo; a estos cables se les puede dar cierta curvatura a lo largo de la viga, obteniéndose así la variación necesaria de la posición de la fuerza de presfuerzo. En el segundo caso, los cables son tensados antes del vaciado del concreto y soltados después del fraguado de este.

Existen varios sistemas para lograr el presforzado del concreto, los cuales se han ido desarrollando desde la década de los treinta en base a las ideas antes expuestas, siendo los pioneros en esta materia los franceses con el sistema

Freyssinet, que aunque no se aplicó a la construcción de puentes en sus comienzos, en muy poco tiempo se hizo extensivo a estos. A continuación se presentan algunos de los sistemas de presforzado más representativos.

### III.2.4.I.- Sistema Freyssinet.

En este sistema se utilizan cables de acero duro de alta resistencia. El cable se forma agrupando los alambres en mazos de 8, 10, 12 ó 18 de 5 ó 7 mm de diámetro, alrededor de una espiral que los mantiene separados y en su lugar; este arreglo se coloca dentro de un ducto corrugado que lo aísla del concreto, figura III.12.



Figura III.12.- Arreglo de los cables de presfuerzo para el sistema Freyssinet.

El anclaje se compone de dos piezas, una pieza hembra que se incorpora directamente al concreto en el momento de colar, y una pieza macho que se incrusta entre el haz de alambres y la pieza hembra en el momento en que estos han sufrido el estiramiento correspondiente al tensado, figura III.13. Las caras que han de quedar en contacto de ambas piezas, son cónicas con estrías longitudinales en la pieza macho y helicoidales en la hembra; está última tiene forma cilíndrica en su exterior con estrías transversales.

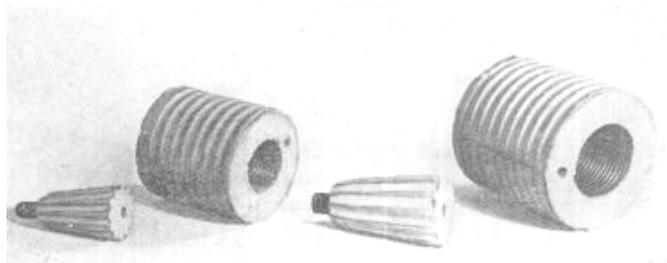


Figura III.13.- Piezas macho y hembra empleadas en el sistema Freyssinet.

El ajuste se hace por fricción, deformándose las aletas del cono macho al quedar oprimidas contra la espiral interior de la pieza hembra, sujetando ambas a los alambres, figura III.14. A través del cono macho se dispone de un orificio axial para hacer la inyección.

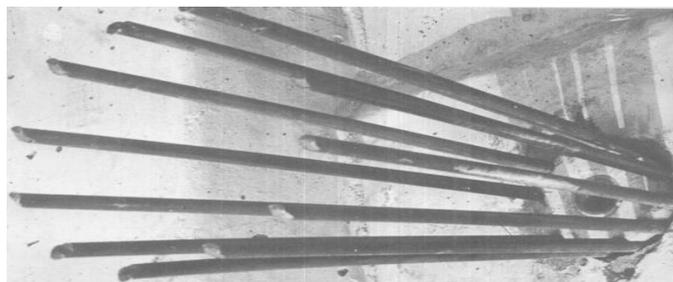


Figura III.14.- Vista del anclaje del sistema Freyssinet.

Como se puede apreciar en la figura III.15, el gato empleado para la aplicación de la fuerza de tensión en los cables de presfuerzo, está formado por dos émbolos, uno al cual se anclan los alambres en su periferia y que es el directamente encargado de tensarlos; y un segundo émbolo concéntrico al anterior, que acuñará la pieza macho entre el haz de alambres y la pieza hembra, para anclarlos al extremo de la dovela.

Para aplicar el presfuerzo, una vez colocado el gato hidráulico, éste tira simultáneamente de todos los alambres que se alojan durante la operación en entalladuras individuales, donde se les acuña. Al mismo tiempo que se introduce el cono macho debido a la fuerza aplicada por un émbolo interior.

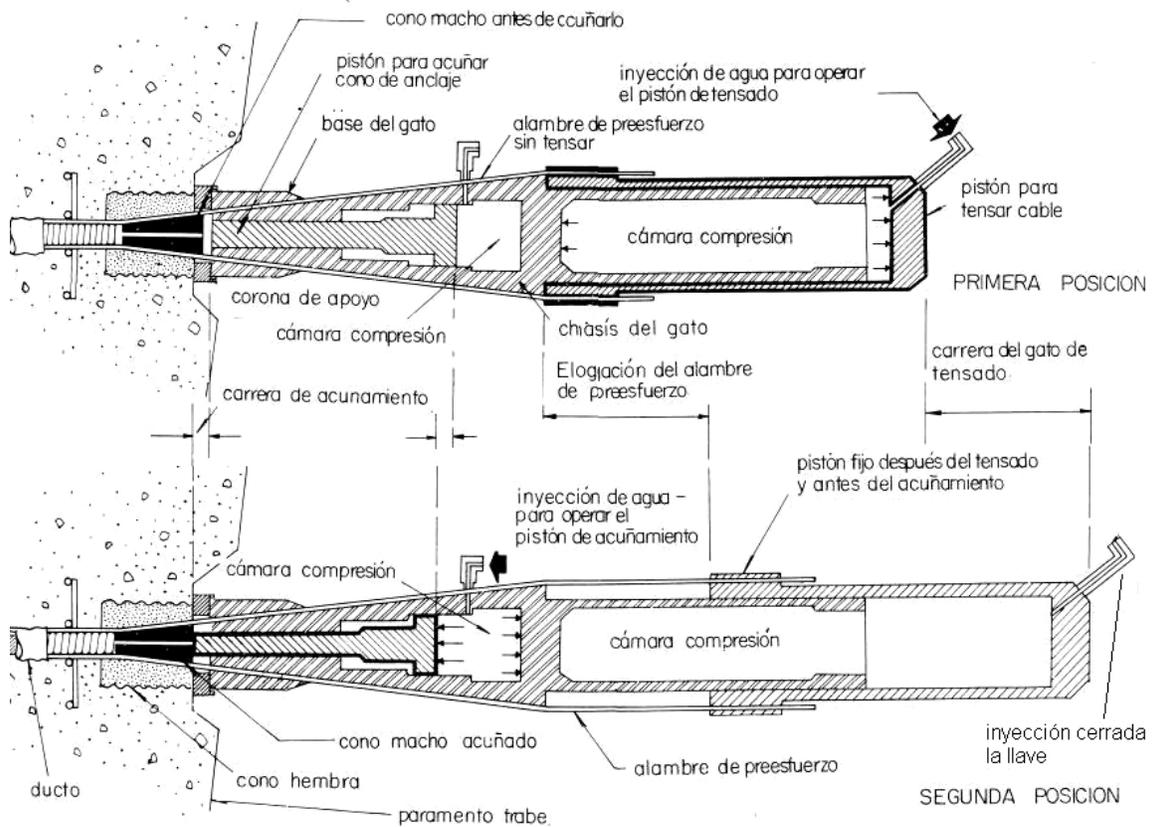


Figura III.15.- Aplicación del presfuerzo.

Los anclajes fijos se obtienen abriendo los alambres del cable en abanico y golpeando al cono macho al interior del cono hembra, hasta que sólo sobresalga cerca de 15 cm, registrando los corrimientos que se puedan presentar en este extremo.

### III.2.4.2.- Sistema Dywidag.

Este fue el primer sistema de presforzado aplicado propiamente a la construcción de puentes. Desde su primera utilización aparecen todas sus características definitivas. Este sistema emplea una barra redonda de acero de alta resistencia

como unidad de presforzado, de 2 a 2.5 cm de diámetro; el anclaje es una tuerca adaptada a los extremos de la barra.

En sus primeras aplicaciones la barra quedaba fuera del concreto en el interior de los cajones de las vigas; después de la guerra se comenzaron a alojar en tubos metálicos. El anclaje y la transmisión de carga al concreto se hacían por medio de placas metálicas cuadradas, asegurando el anclaje con una sencilla espiral al concreto inmediato. Esta disposición ha cambiado, reuniendo en el anclaje de campana ambas funciones.

La campana del anclaje móvil, figura III.16, tiene un cuerpo cilíndrico con diámetro de 14 ó 16 cm, que se incorpora y asegura la zona de concreto que recibe directamente la carga. Este cilindro es cóncavo hacia el interior de la estructura; en su extremo cuenta con un orificio por donde pasa la barra, obturando el ducto. La campana termina en una tuerca exterior, la cual se adaptará fuertemente a la barra, para sujetarla.

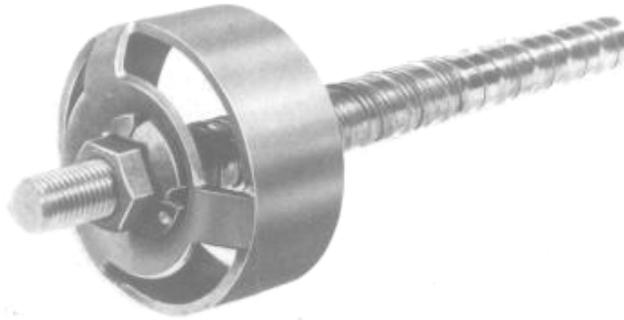


Figura III.16.- Campana de anclaje del sistema Dywidag.

Los anclajes fijos se realizan con campanas idénticas a las ya mencionadas, fijando previamente la tuerca a la campana mediante soldadura, para que no se mueva durante el tensado. Las tuercas son de forma hexagonal con cuatro entalladuras para la inyección de lechada posterior. La salida del aire en esta operación se facilita colocando pequeños tubos de goma en los anclajes fijos.

El gato de tensado es muy sencillo, como se observa en la figura III.17, su sistema de tracción del émbolo está directamente unido por una rosca a la barra de tensado. Cuando se realiza el tensado es necesario accionar el dispositivo de roscado de la tuerca, asegurándose al final que la tuerca está contra la placa de anclaje, es decir en contacto con la campana de anclaje. El alargamiento de la barra se mide en un contador que tiene el gato. La instalación dispone de una galga para medir la longitud de la barra que ha salido al exterior desde el tope de anclaje.

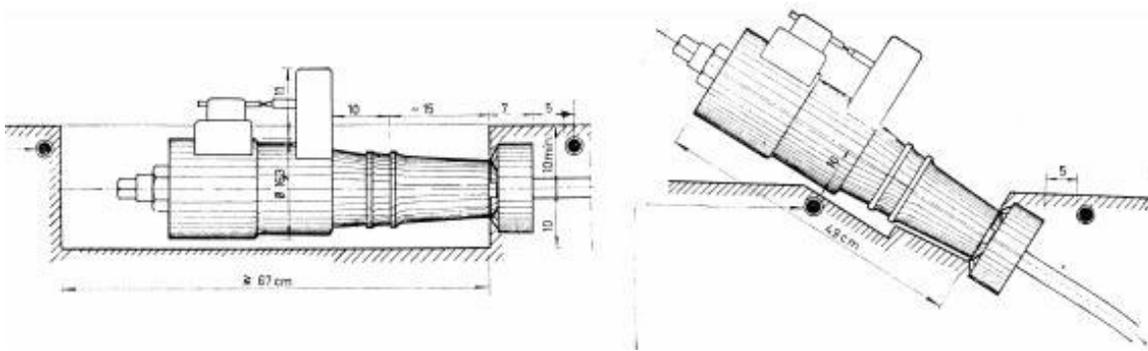


Figura III.17.- Gato hidráulico empleado en el sistema Dywidag.

### III.2.4.3.- Sistema BBRV.

Este sistema, desarrollado por los ingenieros M. Birkenmaier, A. Brandestini, M.R. Ros y K. Vogt, de ahí su nombre, se inició en Suiza en 1950. Su unidad de presforzado consta de un gran número de alambres (13 a 42), con diámetros entre 5 y 12 mm, figura III.18, reunidos por dos cabezas terminales cilíndricas de 6.5 a 13.5 cm de diámetro, en las cuales quedan aprisionados al pasar por los correspondientes agujeros, después de sufrir en sus extremidades un ensanchamiento debido al cabeceado en frío, que aumenta su diámetro en una longitud de aproximadamente un diámetro.

El cabeceado se realiza mediante la presión hidráulica de un émbolo que golpea al alambre, a una velocidad tal que evita el calentamiento del alambre conservando inalteradas sus características o propiedades de trabajo.

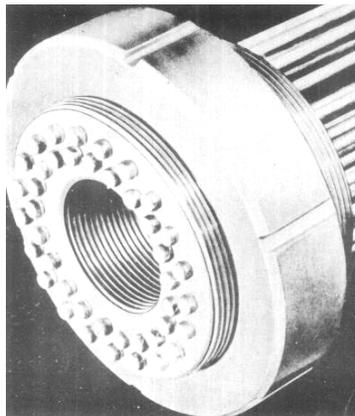


Figura III.18.- Cabeza de anclaje para el sistema BBRV.

El conjunto de alambres va dentro de un ducto de 3.3 a 6 cm de diámetro, que se ensancha en sus extremidades mediante vainas que dejan cavidades cilíndricas de 7.2 a 14.5 cm de diámetro, en las cuales se alojan las cabezas de anclaje, pudiendo desplazarse la cabeza móvil en toda la longitud de la zona ampliada y quedando el anclaje fijo rígidamente unido a la extremidad de la viga obturada por la placa de anclaje. Esta placa de anclaje debe quedar enrasada con la superficie del concreto.

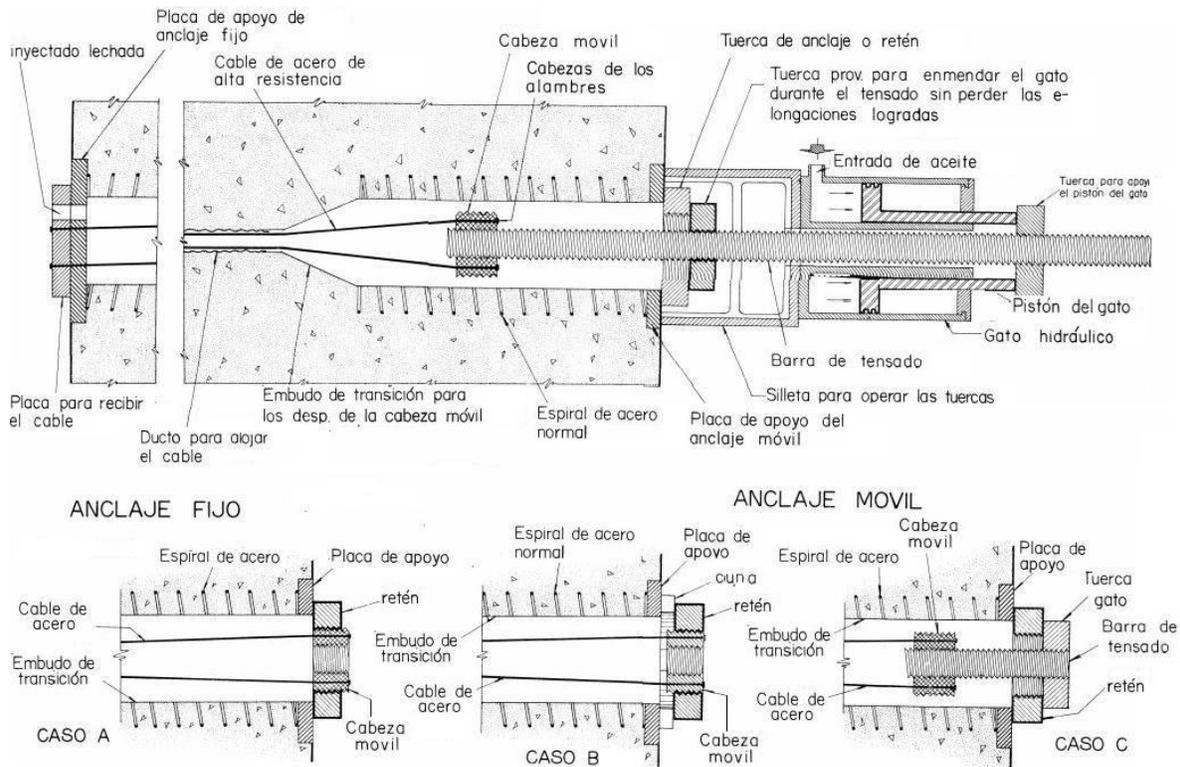


Figura III.18.- Aplicación de la fuerza de tensado.

Las cabezas terminales tienen rosca interna y externa, lo cual permite fijarlas a un vástago en la prolongación del émbolo del gato hidráulico, para practicar el tensado por tracción axial al conjunto de alambres y después fijarla definitivamente por la rosca externa a una tuerca de diámetro entre 9 y 18 cm, que fija la posición de la unidad una vez estirada, aplicándose contra la placa de anclaje embebida en el concreto. Existe un caso especial de anclaje en el cual no se ancla por ajuste de una tuerca, sino por endurecimiento de lechada que se inyecta en la zona terminal del ducto.

El gato tiene un vástago longitudinal que se rosca por un extremo a la cabeza móvil de la unidad de presforzado y por el otro se sujeta a una prolongación del émbolo pasando por el interior del mismo. En la parte donde se une al anclaje de los cables el gato cuenta con una cavidad cilíndrica que permite el movimiento de la cabeza de anclaje al alargarse los alambres y además ajustar la tuerca de anclaje sobre la rosca exterior del cabezal. La inyección de lechada se realiza por el orificio central de la unidad de presforzado.

#### III.2.4.4.- Sistema Baur-Leonhardt.

Su característica principal es el empleo de grandes mazos que van de un extremo al otro del elemento. En un principio estos mazos se arreglaban en circuito cerrado, pasando en los extremos por macizos de concreto con forma de cuarto de cilindro que aseguraban los cables como se ve en la figura III.19; después se

desarrolló un anclaje terminal por adherencia con los mazos, abriéndose en abanico en todas direcciones, figura III.20.



Figura III.19.- Arreglo de los cables de presfuerzo del sistema Baur-Leonhardt.

Para este sistema se utilizan alambres o cables que se llevan por conductos rectangulares, perfectamente ordenados en capas y filas mediante separadores de emparillado, situados a distancias convenientes y en todas las secciones de cambio de dirección, pues el perfil del cable es siempre poligonal.

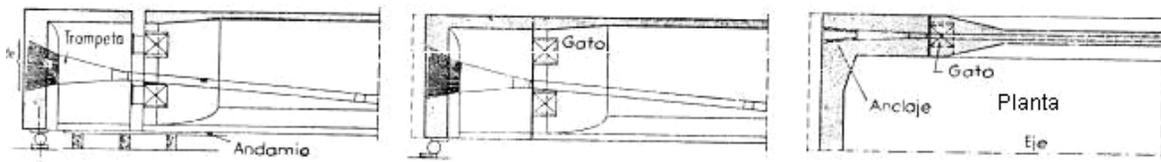


Figura III.20.- Tensado de los cables de presfuerzo.

Las cabezas de los mazos se forman disponiendo los anclajes materialmente cortados del resto del concreto, dejando unos espacios para intercalar gatos muy potentes que desplazan al bloque suelto, de modo que los alambres quedan tensados. Después se rellena la separación, se rellenan los conductos y se retiran los gatos.

#### III.2.4.5.- Sistema de la Société des Grands Travaux de Marseille (SGTM).

En este sistema se utilizan cables compuestos de torones trenzados en número variable, que pasan por las perforaciones de la placa de anclaje, aprisionados mediante cuñas que se intercalan entre cada dos torones, el arreglo así formado se cubre con una brida metálica, como se observa en la figura III.21.

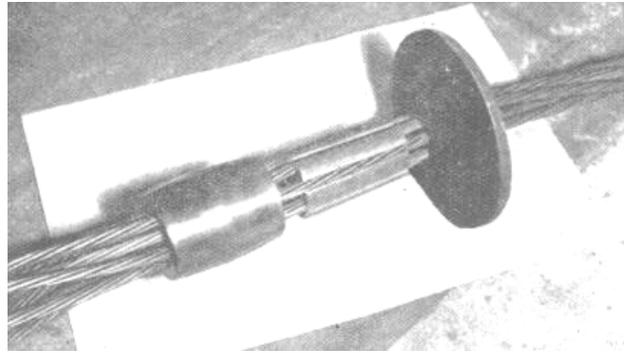


Figura III.21.- Arreglo de los cables para el sistema SGTM.

Las cuñas de enclavamiento de los torones, figura III.22 izquierda, tienen una sección T con cabeza curva, para quedar todas en superficie cilíndrica, y alma con dos gargantas para ajustarse a los cables contiguos. Son de un acero que permite la incrustación de los alambres retorcidos del torón contra las acanaladuras de encauzamiento. Estas cuñas se llevan contra la placa de anclaje antes de ser abarcadas por la brida de anclaje.

La brida de anclaje, figura III.22 derecha, tiene superficie interna cilíndrica, con una embocadura cónica para reajustar el arreglo de torones y cuñas, apretando unos contra otros para constituir un bloque sólido.

La placa de anclaje, figura III.22 centro, es circular con diámetro adecuado para transmitir al concreto un esfuerzo de contacto de  $250 \text{ kg/cm}^2$ . Tiene orificios de paso para los cables distribuidos en círculo, alrededor de un agujero central por el cual se realiza la inyección.

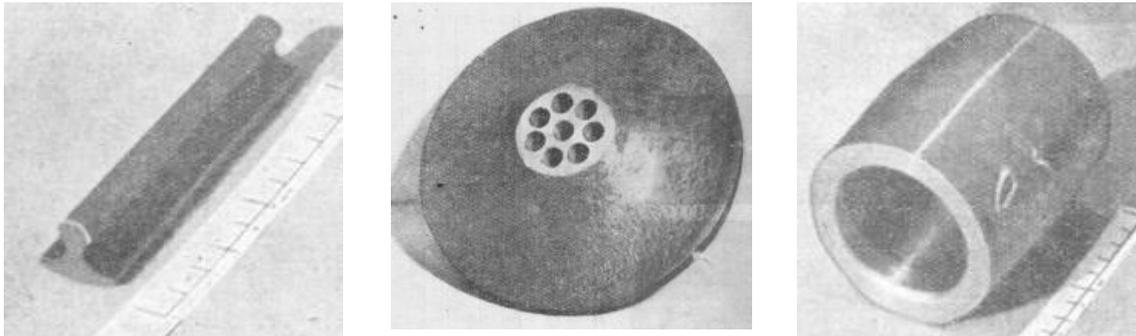


Figura III.22.- Dispositivos empleados en el sistema SGTM.

#### III.2.4.6.- Sistema VSL.

En este sistema de presforzado se forman unidades con alambres de 7 u 8 mm en número muy variable, desde 6 hasta 42 alambres. Todos los alambres van por un tubo corrugado que desemboca en el cabezal de anclaje, el cual está formado por un cilindro metálico de mayor diámetro que el tubo corrugado y la placa rectangular de anclaje, figura III.23. Dentro de este cilindro se introducen las cabezas del conjunto de alambres, por medio de una cuña troncocónica similar a la pieza de anclaje macho del sistema Freyssinet.

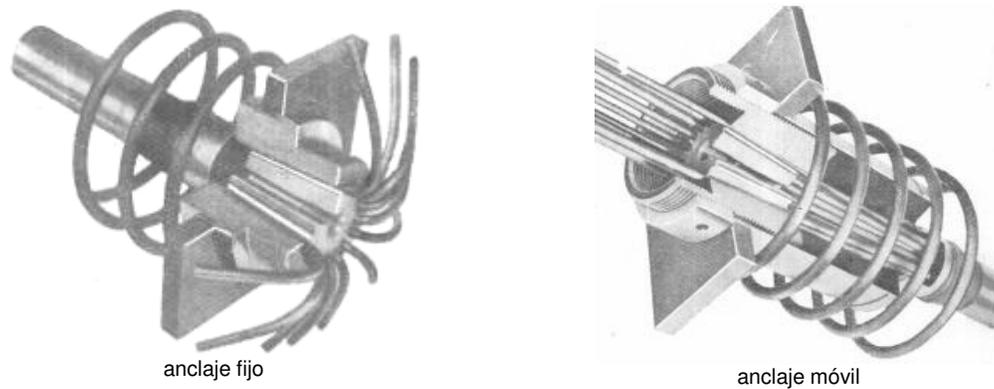


Figura III.23.- Arreglo de los anclajes del sistema VSL.

La cabeza móvil tiene rosca interior y exterior. La interior para el acoplamiento al vástago del gato que hace la tracción y la exterior para dar avance a la brida de anclaje que se fija al final del tensado contra la placa rectangular de anclaje que le corresponde. Alrededor de las zonas de cabezas se dispone una espiral. En la cavidad cilíndrica de cada una de las cabezas penetra un tubo en comunicación con el exterior para realizar la inyección de lechada. En el anclaje fijo se curvan los alambres para dejarlos embebidos en el concreto y lo mismo se hace en el anclaje móvil después del tensado, figura III.24.

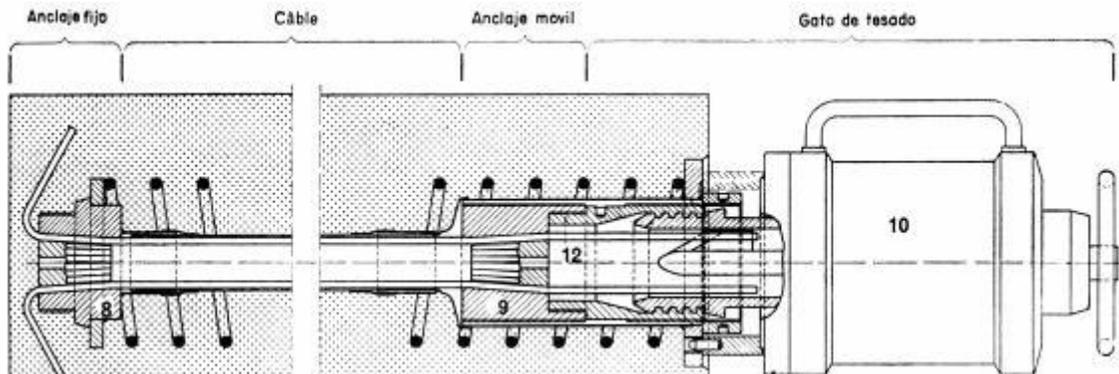


Figura III.24.- Aplicación del presfuerzo, sistema VSL.

### III.2.4.7.- Sistema Gifford-Udall.

En este sistema cada alambre se tensa aisladamente. El cable integrado por doce alambres de alta resistencia, pasa a través del ducto alojado dentro de la trabe por presforzar, así como por la vaina de transición que está dotada de una espiral de acero cuya finalidad es reforzar el concreto a fin de que pueda resistir la concentración de la fuerza del tensado.

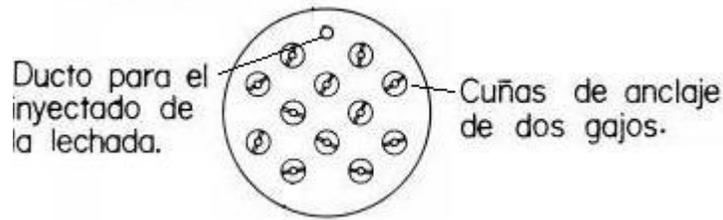


Figura III.25.- Arreglo de la placa de anclaje del sistema Gifford-Udall.

Cada alambre pasa por un agujero troncocónico de la cabeza del anclaje, en cuyo interior se introducen las cuñas de dos gajos, que hundidas a presión al final del tensado, fijarán cada alambre del cable en la cabeza de anclaje.

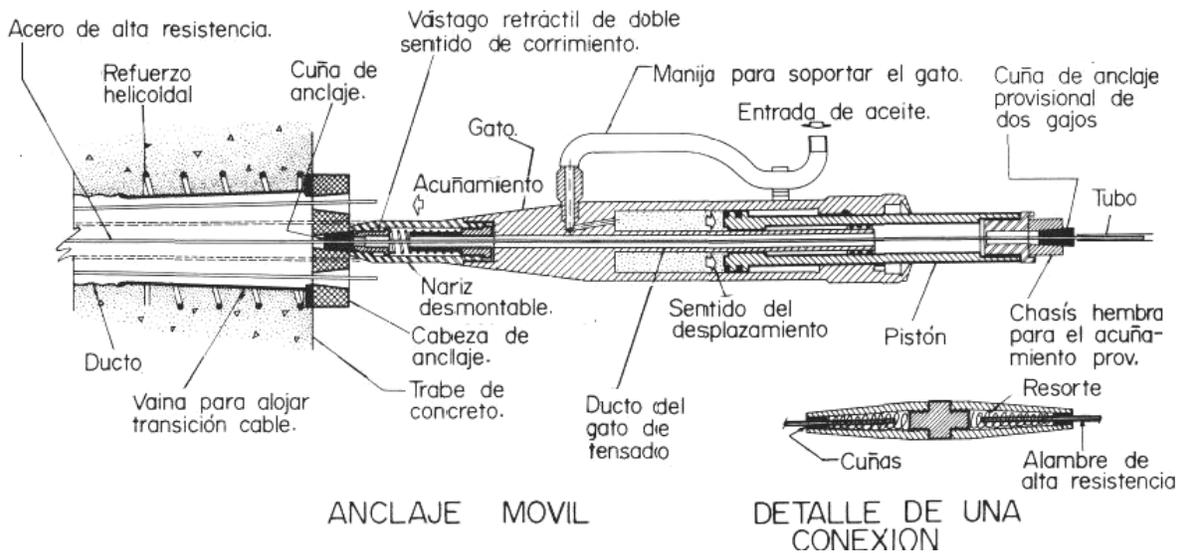


Figura III.26.- Aplicación del presfuerzo según el sistema Gifford-Udall.

El alambre para efectos de tensado pasa a través del ducto central del gato hidráulico, y se ancla provisionalmente en la cabeza del pistón sin carrera, hundiéndolo suavemente la cuña golpeando un tubo, operación idéntica a la que se sigue para el anclaje fijo, al otro extremo del alambre.

### III.2.4.8.- Sistema Stronghold.

En este sistema de tensado dentro del chasis del gato hidráulico se alojan las cuñas de arrastre, las cuales jalan a los torones durante la operación de tensado.



Figura III.27.- Anclajes utilizados en el sistema Stronghold.

Se dispone de una placa cuya función es liberar los cables ya tensados del pistón del gato, placa de desclave en la figura III.28, la cual está unida con una serie de uñas; este conjunto está separado de las cuñas de arrastre por unos resortes; un tope permite que dicho conjunto ejerza una acción contra las cuñas de arrastre al final del tensado, para que las cuñas dejen de sujetar a los torones permitiendo retirar el gato. En la etapa de tensado, ya introducidos los torones en el gato, la placa de desclave no actúa contra las cuñas de arrastre.

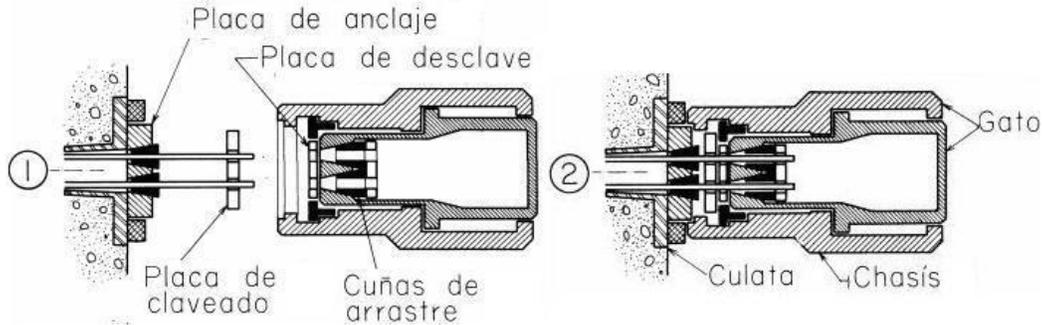


Figura III.28.- Gato empleado para el presfuerzo, sistema Stronghold.

En la misma figura III.28 se muestran las operaciones de enfilado de los torones para efecto de sujeción, (1) colocación del gato hidráulico y (2) sujeción de los cables de presfuerzo.

En la figura III.29 se ilustra el procedimiento de tensado de los cables: (3) el gato se apoya en una placa concéntrica con la placa de anclaje. (4) Lograda la elongación requerida, otro pistón dentro del gato (pistón de claveado en la figura) actúa sobre una placa que a su vez hunde las cuñas anclando los torones en forma definitiva.

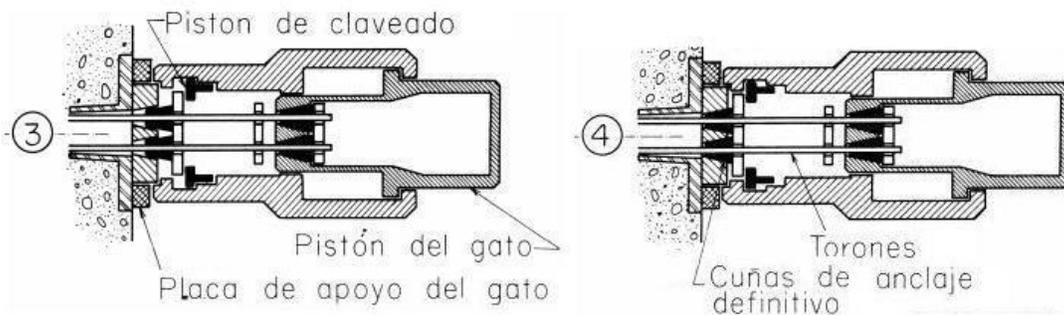


Figura III.29.- Maniobras de tensado de los cables.

En la figura III.30 se observa que dando presión al circuito de retorno se recoge el gato, soltándose automáticamente las cuñas de arrastre con lo cual el gato puede retirarse e iniciar el ciclo de tensado siguiente.

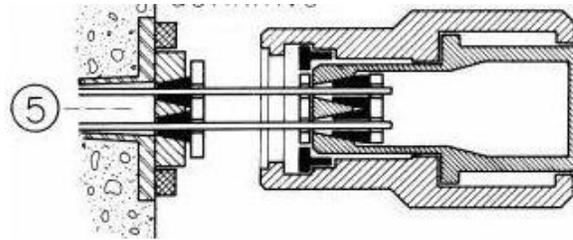


Figura III.30.- Retiro del gato.

Estos gatos son totalmente automáticos en las operaciones de agarre del tendón, tensado, aflojamiento, retensado, clavado de cuñas a presión y retiro del gato. Otra ventaja que tiene es que se economiza el acero de presfuerzo, ya que fuera de la placa de anclaje tan sólo se requiere un sobrante de 30 cm de cable para efectuar el tensado.

### III.3.- Dovelas intermedias.

La construcción de las dovelas intermedias se realiza a través de un ciclo de actividades, que culmina con la construcción de la dovela de cierre. El procedimiento es aplicado una y otra vez, trabajando en dos frentes simultáneos en los extremos de los brazos voladizos extendidos a partir de una pila intermedia del puente.

El procedimiento se inicia cuando las pilas han alcanzado la altura de la superestructura, se coloca la obra falsa y se procede al cimbrado de la dovela sobre pila; se habilita el acero de refuerzo de la dovela sobre pila, de acuerdo a las especificaciones de proyecto; se preparan los ductos de presfuerzo de la dovela y de la losa de calzada, de ser el caso. Una vez realizado lo anterior se cuelan las dovelas sobre la pila.



Figura III.31.- Construcción de un puente en doble voladizo.

Una vez que la dovela sobre pila ha fraguado, se instalan los carros de colado que soportarán la cimbra de las dovelas intermedias del puente. Se habilita el acero de refuerzo de las dovelas inmediatas a la dovela de pila; se prolongan los ductos de los cables de presfuerzo en dichas dovelas de acuerdo al proyecto, para continuar con el cimbrado interior de las mismas; se cuelan las dovelas adyacentes a la pila.

Una vez que se ha alcanzado el punto de fraguado y resistencia del concreto especificado por el proyecto, se colocan y tensan los cables de presfuerzo. A continuación se retiran las cimbras interiores de las dovelas coladas, se desplazan los carros de colado a la posición de las dovelas siguientes para un nuevo colado.

El colado de las dovelas en sitio se inicia por la parte inferior de las mismas, después se cuelan las almas y la parte superior de la dovela. Además el colado de la dovela deberá iniciarse en el extremo final de la dovela por colar, hacia la dovela anterior.

Al momento del colado de la dovela, se vibra el concreto cuidadosamente a fin de evitar desplazamientos de los ductos para el presfuerzo y de las varillas de refuerzo. Durante esta operación se debe tener un cuidado especial en el vibrado de la zona que rodea a los anclajes de presfuerzo, para que el concreto penetre sin dejar oquedades.

Una vez coladas las dovelas adyacentes a la pila, se continúan los trabajos en los dos frentes simultáneamente, hasta alcanzar la longitud del claro correspondiente y únicamente reste fabricar la dovela de cierre. La construcción de las dovelas intermedias es llevada lo mas simétricamente posible respecto a la pila, a fin mantener los brazos voladizos en equilibrio.

### **III.3.1.- Funcionamiento de los carros de colado.**

Es recomendable que el carro de colado que se utilice en obra, esté preparado para las maniobras de tensado de los cables de presfuerzo, así como para la nivelación de las dovelas. Además debe proporcionar un sustento seguro durante su desplazamiento a las cimbras que de él se suspenden. También, para el trabajo del personal se deberá contar con un sistema de pasarela con barandal de seguridad.

El carro de colado cuenta con un sistema de fijación a la parte ya construida. El desplazamiento del carro, para el colado de la siguiente dovela, se hace muy lentamente y durante el mismo se toman las precauciones necesarias para evitar su caída. En las siguientes páginas se ejemplifica el funcionamiento del carro de colado.

Un primer tipo de carro de colado involucra una estructura metálica muy sencilla, dotada con ruedas para una fácil transportación, sobre la cual se suspenden los moldes para el colado, figura III.32. Además, para el equilibrio de todo el conjunto, esta estructura está anclada al voladizo construido y cuenta con cuatro apoyos en el mismo, dos en la parte media de la estructura del carro de colado y dos en la posterior, que soportan a todo el aparato durante el colado de una dovela.



Figura III.32.- Carro de Colado. Cortesía de Freyssinet de México.

El peso de la dovela por colar se distribuye, mediante un sistema de piso que es soportado por dos travesaños suspendidos en dos tensores cada uno; uno de estos travesaños se ancla mediante una tuerca directamente en la parte final del voladizo ya construido, y otro pende de la parte frontal de la estructura del carro, como se observa en la figura III.33. La acción de este último tensor tiende a hacer girar el carro, lo que se impide con la sujeción de este al voladizo mediante un tercer travesaño, que se ajusta por debajo del mismo a través de dos tensores que llegan a la parte posterior de la armadura del carro; así como a dos apoyos que se encuentran, uno en la parte media del mismo y otro en la parte posterior del carro. El apoyo medio funciona como articulación, a fin de equilibrar la acción de los tensores delanteros y posteriores ya mencionados.

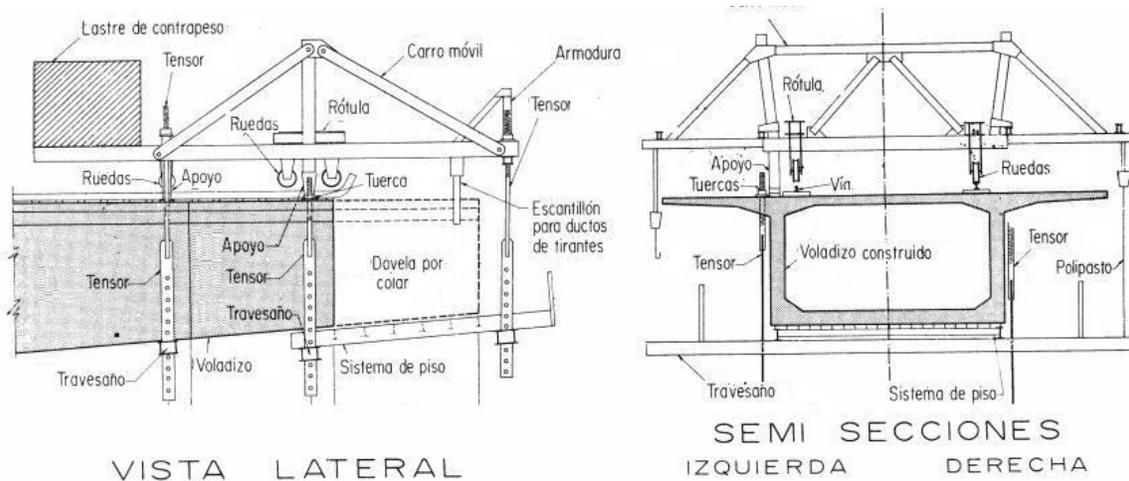


Figura III.33.- Carro de colado.

El carro móvil queda asentado al voladizo mediante el apoyo en la parte media del carro, mientras que las ruedas articuladas al carro con una rótula metálica, están

separadas de su riel. Para mover el carro, mediante la acción de gatos se retira el apoyo medio para que las ruedas sienten en la vía. También, con gatos se aflojan los tensores frontales y se sueltan, de manera que el travesaño cuelgue de los polipastos en los costados de carro.

Este mismo procedimiento se sigue para soltar los tensores posteriores y permitir que las ruedas traseras del carro sienten sobre el riel retirando el apoyo posterior. Para equilibrar al carro mientras se mueve, se le coloca un contrapeso en su parte posterior. Cada uno de los tensores está estructurado, en su parte superior, por un vástago roscado mediante el cual se anclan; y en su parte inferior, por una paleta dotada de agujeros que permiten ajustar los moldes al peralte requerido por la dovela durante su construcción.

Una vez que se ha construido la dovela y se ha alcanzado la resistencia especificada, se aplica el presfuerzo al segmento recién fabricado. Con ello la dovela queda integrada al voladizo y lo prolonga, siendo necesario entonces mover el carro para construir la dovela siguiente.



Figura III.34.- Carro de Colado. Cortesía de Mexpresa.

El carro de colado mostrado en la figura III.34, está formado por dos estructuras paralelas soportadas por una viga metálica horizontal que consiste en dos secciones canal que están suspendidas a ambos lados de una columna formada por dos canales, a la cual están sujetas con un perno. Los extremos del elemento horizontal se unen a la parte superior de la columna por dos diagonales de perfil I, figura III.35.

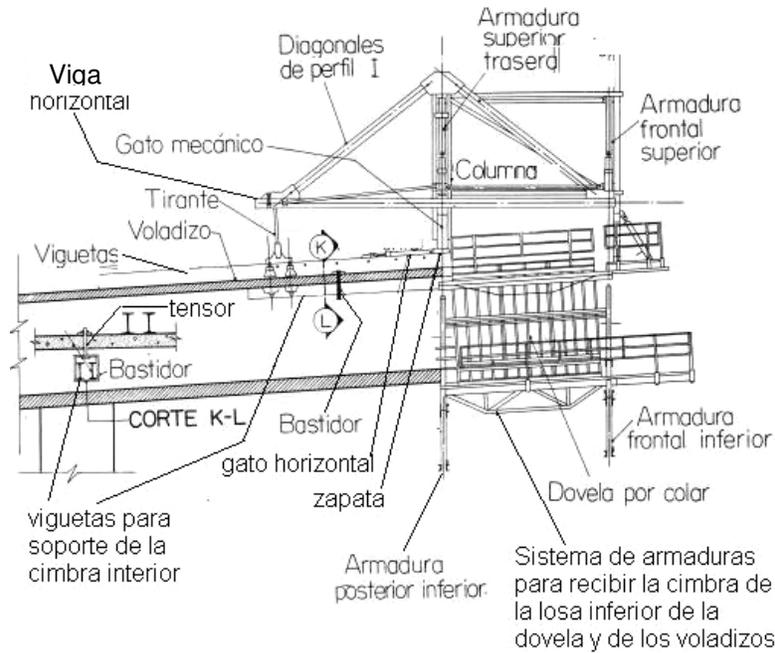


Figura III.35.- Carro de colado, vista lateral.

La columna se apoya en dos viguetas I de 15 pulg y 8 m de longitud mediante un gato mecánico y una zapata integradas a la columna, figura III.36 izquierda. El extremo posterior de la viga horizontal del carro cuenta con un tirante que actúa contra las viguetas mediante un perfil T invertido, figura III.36 centro y derecha.

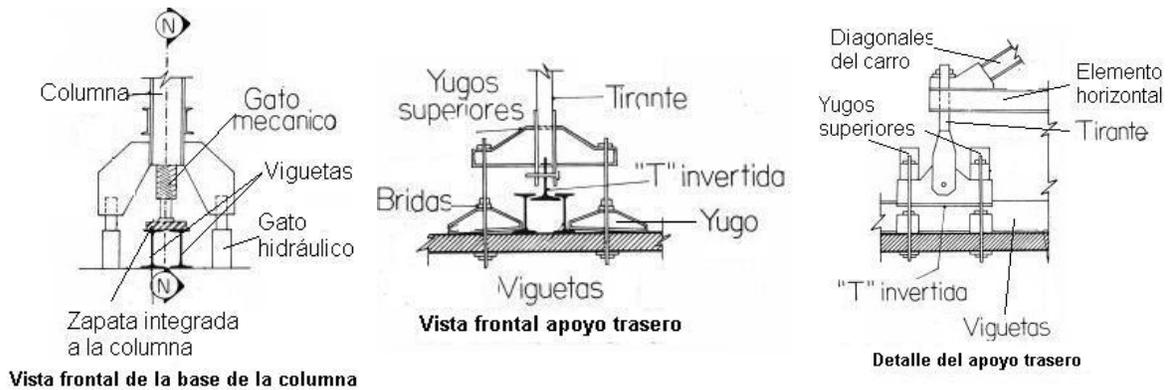


Figura III.36.- Dispositivo de anclaje de las columnas del carro.

Sobre el extremo libre del elemento horizontal se apoya una armadura frontal, de la cual penden cinco barras de 32 mm de diámetro que suspenden la armadura frontal inferior, números 3 a 7 en la figura III.37.

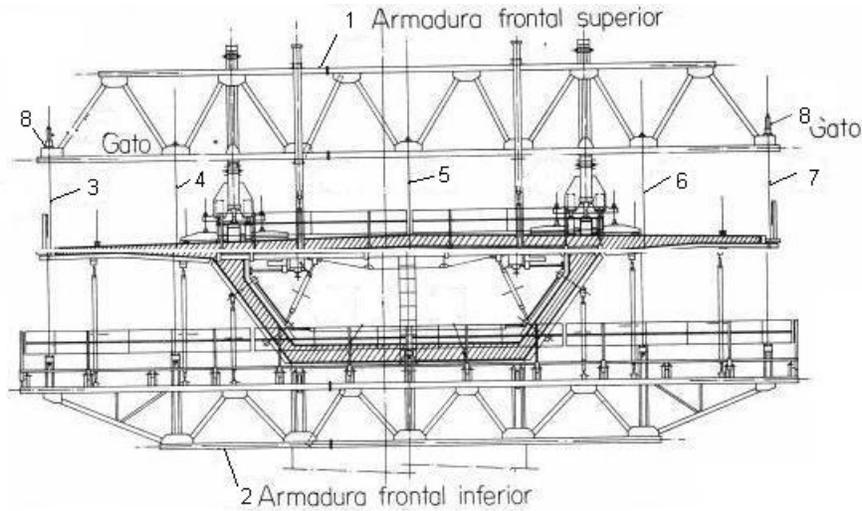


Figura III.37.- Vista frontal del carro de colado.

Tanto la armadura frontal como la trasera, y las barras, se encuentran adelante del paño extremo de la última dovela colada. Las barras ubicadas en los extremos de la armadura frontal, cuentan cada una en su parte superior con gatos, (8) figura III.37. En las columnas y arriba del elemento horizontal se soporta la armadura superior trasera, igual a la frontal de la cual, mediante cuatro barras en la misma posición que las de la armadura frontal, se suspende la armadura inferior trasera, idéntica a la frontal inferior. En lugar de la barra al centro de la armadura frontal, en la armadura trasera existen dos tirantes anclados a la losa inferior, para sujetar la cimbra exterior, que se apoya en las armaduras inferiores y sobre un sistema de armaduras longitudinales inferiores paralelas a la dirección del voladizo, apoyadas en las armaduras inferiores frontal y posterior del carro, como se observa en la figura III.35.

La cimbra interior de la dovela se apoya en dos elementos estructurales de 8 m de longitud, formados cada uno por dos viguetas de sección I, los cuales están suspendidos al frente por unos tirantes que penden de la armadura superior frontal; el otro extremo de los elementos está suspendido de un bastidor que cuelga de la losa superior de la dovela ya colada mediante un tensor, figura III.38.

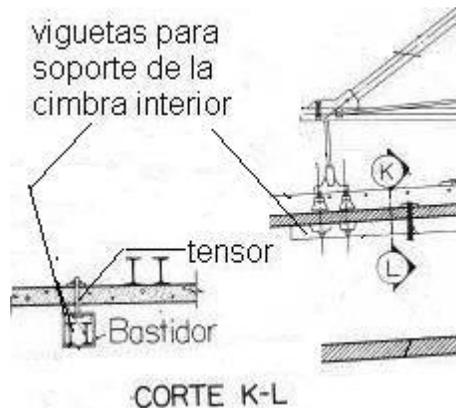


Figura III.38.- Dispositivo de apoyo de la cimbra interior.

Una vez colada y presforzada la dovela y estando el extremo de las viguetas, que hacen las veces de riel, al borde de la dovela precedente, se requiere correrlas al borde de la dovela recién colada, para luego desplazar el carro sobre las mismas y situarlo en condición de colar la siguiente dovela.

Para el corrimiento de los rieles, primeramente, mediante la acción de los gatos hidráulicos ubicados en la base de las columnas, se levanta la columna del carro para dejar libres los rieles. En la parte posterior del carro se aflojan los yugos que aprisionan el patín inferior de los rieles, figura III.36. A continuación los gatos horizontales, articulados a las zapatas y a los dispositivos de sujeción trasera, se anclan mediante pernos a los agujeros correspondientes de los rieles, figura III.39. Al retraerse el pistón del gato, desplaza las viguetas hacia delante; al terminar la carrera del pistón se repite una y otra vez esta operación hasta que los rieles queden al borde de la dovela colada.

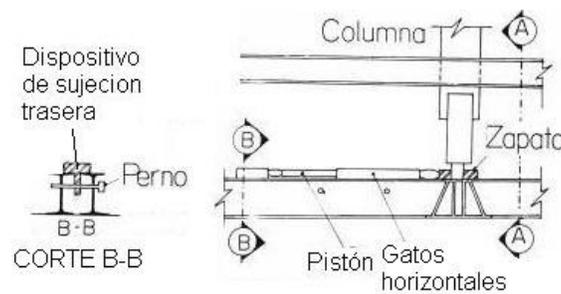


Figura III.39.- Detalle del apoyo en la base de la columna.

Para desplazar el carro, en primer lugar se operan los gatos mecánicos en la base de las columnas para apoyar nuevamente la estructura en los rieles ya desplazados, dejando de actuar los gatos hidráulicos.

En las barras localizadas en los extremos de la armadura superior frontal, se hace la transferencia de carga de las barras a los gatos, para lo cual se desatornilla la tuerca de la barra y se abre el pistón del gato. Se retiran los tirantes intermedios que penden de la armadura superior trasera, y las barras ancladas en la losa inferior de la dovela precedente a la recién colada, que son los únicos elementos que impiden el avance del carro.

Se baja el pistón de los gatos en las barras, para que la armadura descienda y con ello la cimbra exterior de la dovela.

Se aseguran las bridas de sujeción de los rieles y se retiran los yugos superiores para permitir el corrimiento del carro; a continuación se operan los gatos horizontales, actuando ahora contra la zapata con lo que el carro avanza, repitiendo esta operación de empuje hasta que la columna se sitúa en posición cercana al borde de la dovela recién colada.

Al avanzar el carro las viguetas que suspenden la cimbra interior también avanzan corriendo su extremo trasero a través del bastidor pero la cimbra no se mueve.

Después de instalado el carro, se jala la cimbra interior para colocarla en posición de colar la dovela siguiente. Finalmente se asegura nuevamente el carro.

### III.3.2.- Distribución de los cables de presfuerzo.

Los cables de presfuerzo deben localizarse en la parte superior de la estructura, pues para los pequeños momentos que actuarán en la parte inferior y cercana a los apoyos, debidos a sobrecargas muy especiales, basta con situar algunos cables complementarios muy cortos. El número de cables ha de ir disminuyendo desde el empotramiento en la pila hacia el centro del claro aprovechando las juntas de construcción para ubicar los anclajes en unidades independientes.

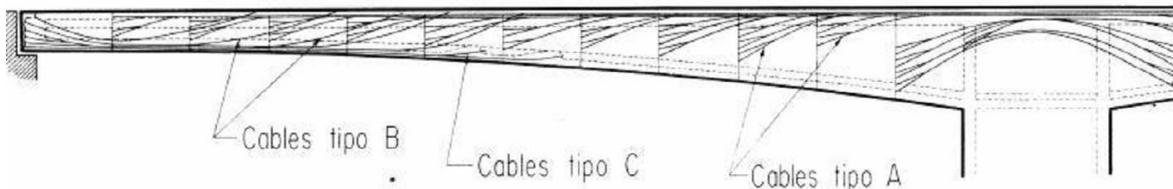


Figura III.40.- Distribución típica de los cables de presfuerzo en un voladizo.

En la figura III.40 se muestra el cableado clásico de un puente con elementos presforzados, el cual comprende tres grupos de cables. Los cables tipo A destinados a realizar el presfuerzo de los volados durante su construcción y resistir los momentos negativos en la zona de las pilas, son cables simétricos repartidos en la losa superior sobre las pilas y llevados hacia las almas, para ser bajados y anclados en forma sucesiva. En esta parte terminal, su inclinación contribuye a la resistencia al esfuerzo cortante.

Los cables tipo B destinados a dar continuidad a la estructura y a resistir los momentos positivos en la zona central del claro continuo, se colocan en la intersección de la losa con el alma y vienen a anclarse en el interior de los cajones o son levantados para salir en lo alto de las almas.

Los cables del tipo C aseguran el presfuerzo de la parte baja de las secciones de los claros hacia la zona de los apoyos extremos del puente. Estos cables se anclan por una parte en el final del puente y por la otra en el interior de los cajones o se levantan como los anteriores.

Otra tipo de presfuerzo corresponde al pretensado transversal en la losa sobre las vigas del puente, generalmente de barras rectas si el ancho de la estructura es pequeña.

Para la colocación de los ductos que alojarán a los cables de presfuerzo, se debe ser muy cuidadoso en seguir las trayectorias que marca el proyecto, en virtud de que de presentarse quiebres se tendrían problemas durante el tensado por las fricciones adicionales que ello conlleva y que pueden ser considerables.

Los ductos para el acero de presfuerzo y las varillas de refuerzo deberán mantenerse firmemente en su posición, figura III.41, mediante escantillones, separadores de acero o calzas de concreto; no es recomendable el uso de madera para este objeto. Se coloca un poliducto dentro del tubo de lámina que contendrá los cables de presfuerzo. Este poliducto tiene por objeto evitar la entrada del concreto en el caso de que se rompa el tubo y en consecuencia la formación de tapones, así mismo se logra una mejoría en la trayectoria de los cables.

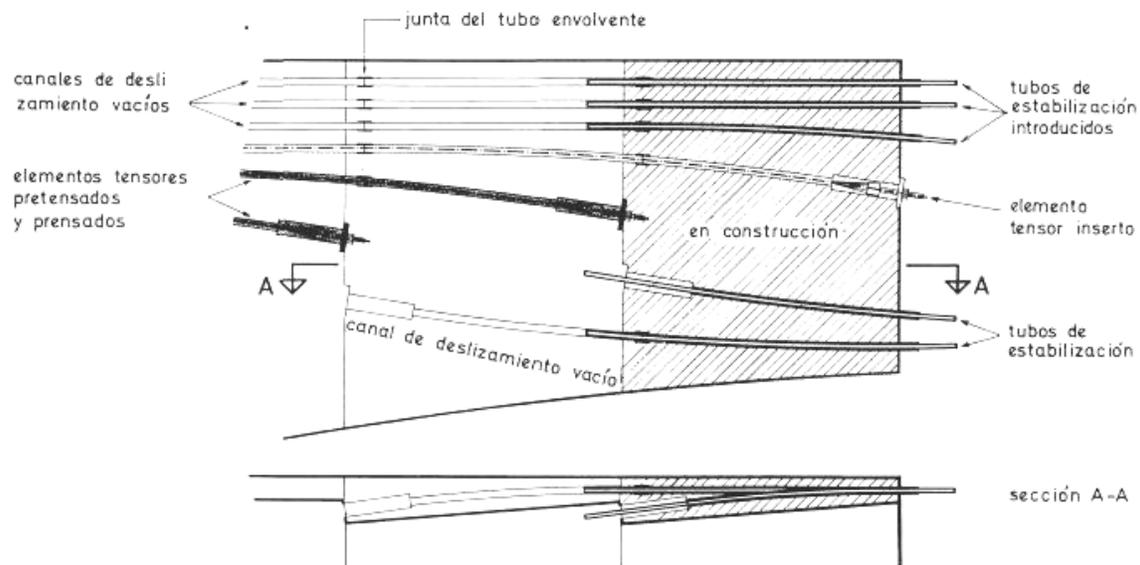


Figura III.41.- Ubicación de los cables tensores en una dovela intermedia.

### III.3.3.- Aplicación del presfuerzo.

El procedimiento para realizar el presforzado de una estructura puede considerarse independiente del sistema que se utilice para ello. Por lo que las operaciones del presforzado pueden aplicarse de la siguiente forma.

Antes del tensado del acero se procede al estudio de los diagramas de esfuerzo, a fin de conocer las fuerzas que serán necesarias en los gatos para cada cable, teniendo especial cuidado en los valores de fricción y en la caída de tensión necesaria al final el tensado. Del mismo modo, es preciso conocer la curva esfuerzo-deformación del acero por emplear y calcular con ella y los datos de proyecto, las elongaciones por lograr.

Es necesario conocer las características de funcionamiento del equipo que se utilizará para el tensado de los cables. Por ejemplo, es necesario conocer el porcentaje de pérdida de eficiencia del gato de tensado, lo cual generalmente lo informa la firma que suministra el equipo. Antes de iniciar el tensado se tiene que purgar el gato como prevención ante la presencia de burbujas de aire o basura; además de verificar que los manómetros estén calibrados, operación que por lo regular se realiza en el laboratorio.

Se debe verificar que el cable corra libremente dentro del ducto, a fin de asegurar que la acción del tensado se distribuya a todo lo largo del cable.

Finalmente se procede al tensado del cable, aplicando en un principio una tensión del orden del 10 o 20 % del total por aplicar, hecho lo cual se marcan en algunos alambres distancias arbitrarias para medir los alargamientos, teniendo al paño de la sección donde se apoya el anclaje como referencia. A continuación se aumenta la fuerza de tensión al doble de la inicial y se mide la elongación y así sucesivamente se aumenta con incrementos iguales, hasta llegar a la prevista para lograr los esfuerzos previamente calculados, que en ningún caso deben exceder el límite elástico del acero.

La razón por la cual no se registra el alargamiento inicial del cable obedece a que durante esta etapa, tiene lugar un acomodamiento de los elementos que lo forman dando un alargamiento aparente mucho mayor que el que corresponde al esfuerzo aplicado.

Una vez que se han tensado los cables, se procederá a la mayor brevedad a efectuar la inyección de la lechada que rellenará el espacio entre acero y ductos, de lo contrario pueden corroerse los cables por oxidación, fenómeno que cristaliza el acero haciéndolo perder resistencia. En los aceros tensados, este efecto es más sensible.

Antes del inyectado se introduce primero agua para la limpieza del cable y del ducto. Después del lavado se inyecta una mezcla de agua y cemento, con un aditivo para hacer fluida la mezcla y con propiedades de expansión para evitar las contracciones por fraguado y obtener así una mayor adherencia.

Una vez que la lechada sale con las mismas características que tiene donde se está fabricando y después de cerciorarse que no arrastra burbujas, se obtura el orificio de salida y se levanta la presión en la bomba de inyección para asegurar que quede completamente lleno el ducto, procediéndose a sellar la entrada.

Una vez terminado el tensado de los cables, llegando hasta el alargamiento requerido, se cortan las puntas de los mismos, siempre y cuando estas salgan del concreto. Para ello se usan discos de corte de metales, evitándose el uso de sopletes.

Finalmente, cuando se concluyen las operaciones de tensado de los cables, inyectado de los ductos y corte de puntas de los cables, se coloca un sello de mortero o de concreto para proteger los anclajes y los extremos expuestos de los cables.

#### **III.4.- Dovela en estribos.**

Las dovelas en estribo o de orilla son aquellas, que se ubican en los accesos del puente, justamente sobre la estructura que forma el estribo del mismo. Estas dovelas, durante la construcción de los voladizos, quedarán apoyadas en los estribos, así como en la obra falsa que sirve para su construcción; esta última, será retirada una vez que se hayan construido las dovelas de cierre correspondientes, figura III.42.

Por lo general, para la construcción de la dovela de estribo se utiliza una obra falsa que se encuentra apoyada en el terreno natural, sobre la cual se coloca la cimbra para el colado la dovela.



Figura III.42.- Dovela de estribo.  
Cortesía de Freyssinet de México.

Después del ensamblado de la obra falsa y de haber colocado la cimbra, se procede al habilitado del acero de refuerzo, dejando preparados los ductos para los cables de presfuerzo, de acuerdo con las especificaciones del proyecto.

En primer lugar, se cuelga la losa inferior en toda la longitud de la dovela, construyendo una junta de colado entre ésta y las almas; posteriormente se procede al colado simultáneo de las almas de las vigas en toda la longitud de la dovela.

Finalmente, se dejan preparados los ductos para el presfuerzo transversal de la losa de calzada, y se cuelgan, en forma simultánea, la losa superior y los volados de la dovela. Es muy importante mencionar que, antes de cada colado se hace una comprobación de la geometría de la cimbra, figura III.43.



Figura III.43.- Arreglo de los ductos para los cables de tensado.  
Cortesía de Freyssinet de México.

Para concluir se colocan las juntas de dilatación en los estribos del puente.

### III.5.- Dovela de cierre.

Una vez coladas las ultimas dovelas del voladizo con las cuales se alcanza la casi totalidad de la longitud del tramo, en el caso de un tramo intermedio entre pilas, se retira uno de los carros de colado de los brazos en voladizo; de no ser así, como en el caso de los extremos del puente, se procede a colocar el carro en posición de colar la dovela de cierre, figura III.44.



Figura III.44.- Fabricación de la dovela de cierre.  
Cortesía de Freyssinet de México.

Se habilita el acero de refuerzo de la dovela de cierre y se prolongan los ductos para los cables de presfuerzo, que darán continuidad a la estructura en la losa inferior de la dovela. Se coloca la cimbra interior de la dovela y se dejan preparados los ductos de presfuerzo de la losa superior.

Se cuela la dovela de cierre y se procede a iniciar el descimbrado de la dovela. Además, en el caso de los tramos extremos del puente, es decir aquellos ubicados entre las pilas y los estribos, se procede al descimbrado de la dovela de estribo y al retiro de la obra falsa que fue empleada para la fabricación de la misma.

Es muy común en este tipo de puentes utilizar articulaciones para el enlace de dos voladizos al centro del claro respectivo. Dentro de las más utilizadas tenemos las articulaciones fijas, que son aquellas que sólo permiten la libertad de giro, y las móviles que permiten giro y desplazamiento. Pueden ser metálicas, de concreto armado o de neopreno.

En las soluciones metálicas, es clásica la articulación fija de aleta longitudinal en una de las piezas, encauzada entre otras dos de la pieza contraria, y en la móvil un rodillo entre placas o simplemente dos placas deslizantes.

En las soluciones de concreto armado, para la fija se usa una estrangulación de sección, y en la móvil dos estrangulaciones formando una biela, pudiendo llegar a tener esta biela la longitud del pilar.

En las más recientes, articulaciones de neopreno, se ha llegado a tener una articulación universal, pues tiene la capacidad de articulación fija, al permitir el giro de las secciones extremas por diferencia de aplastamiento en los bordes, y tienen capacidad de articulación móvil para las acciones de desarrollo lento como son las variaciones de temperatura, retracción o fluencia lenta, con la ventaja adicional de comportarse como fijas para las acciones rápidas de frenado. En la figura III.45 se ilustra la articulación utilizada en el puente Tuxpan.

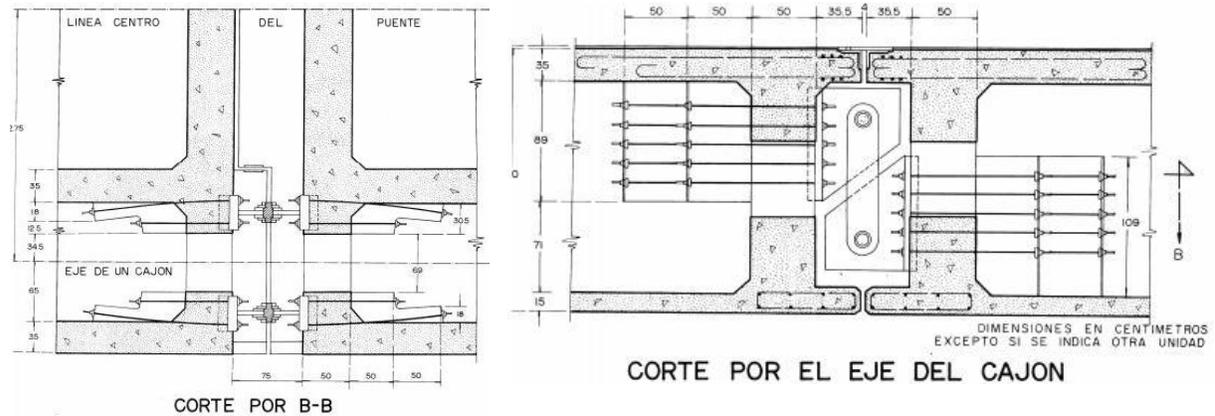


Figura III.45.- Articulación empleada en el puente Tuxpan.

## **CAPITULO IV**

### **Control geométrico.**

## **CAPITULO IV .- CONTROL GEOMÉTRICO.**

El control geométrico de un proyecto, es la materialización en el espacio, de forma adecuada, de los puntos básicos que definen gráficamente un proyecto. Estos puntos básicos son los mínimos necesarios para definir el elemento a construir. También es la operación inversa del levantamiento. Mientras que en un levantamiento tomamos datos del terreno para confeccionar un plano, en el replanteo del proyecto se toman los datos de un plano para situarlos en el espacio. La finalidad de ello es emplazar sobre el terreno aquellos elementos a construir y controlarlos hasta su terminación.

Es una de las labores más importantes dentro de una obra. Un control erróneo puede afectarnos económicamente, además de retrasar la ejecución de los trabajos al requerirse medidas correctivas, y mermar la calidad final de la obra.

### **IV.I.- Aspectos topográficos.**

Para realizar un control geométrico es necesario aplicar técnicas propias de la topografía. Es por ello que se deben conocer los instrumentos a emplear y las observaciones topográficas a realizar.

#### **IV.I.I- Instrumentos.**

La selección del instrumental a emplear en determinadas tareas puede ser de gran importancia para conseguir la precisión deseada y optimizar el rendimiento en trabajos de larga duración. Los instrumentos a utilizarse pueden clasificarse en instrumentos de medida angular, de medida lineal, de medida conjunta, de medición de desniveles, instrumentos especiales y auxiliares.

Entre los instrumentos de medida lineal, dos son las más utilizados. La cinta y el distanciómetro. Parece anticuado hablar de la cinta actualmente, pero existen trabajos en los que la cinta sigue cumpliendo su cometido, además de que el bajo costo de las mismas es una razón de peso para que se sigan utilizando. Se utiliza en medidas a corta distancia, nunca mayores a su propia longitud, fundamentalmente en superficies donde se puede apoyar directamente.

Los distanciómetros son muy utilizados en obra, gracias a ello los controles topográficos han mejorado su precisión y han ahorrado tiempo y personal. Habitualmente son de corto alcance, y no superan los dos kilómetros.

Existen además otros tipos de aparatos de medida como son la Mira-Estadía de base invariable, utilizada para casos muy concretos en la medición de bases. Y los hilos invariables, utilizados únicamente para control de deformaciones y medidas de gran precisión.

Los instrumentos de medida conjunta son aquellos que son capaces de medir ángulos y distancias electrónicamente y de manera simultánea. Son conocidos por estaciones totales o semitotales en función de que el teodolito y el distanciómetro estén integrados en un solo aparato o no. Su ventaja principal reside en que el tratamiento de los datos es muy rápido debido a que son lecturas electrónicas.

Otro tipo de aparato utilizado para los controles topográficos son los niveles. Los más recomendados para los trabajos en obra son los automáticos. La razón principal del uso intensivo de estos aparatos, es que pueden llegar a realizarse centenares de observaciones en un solo día. No siempre un aparato automático puede dar las mismas garantías que uno convencional. De cualquier modo hay una amplia gama de aparatos automáticos que cumplen con casi todas las necesidades de una obra. Los niveles de precisión se utilizarán solamente cuando se exijan resultados de gran exactitud.

Los instrumentos especiales son aquellos que cumplen funciones muy concretas en lugares o situaciones donde los instrumentos convencionales no son suficientes. Un ejemplo de ellos son las plomadas ópticas, que son aparatos expresamente diseñados para obtener alineaciones verticales con precisión. La más sofisticada se denomina plomada óptica cenit-nadir, que está preparada para lanzar visuales hacia arriba y hacia abajo.

Dentro del rubro de instrumentos auxiliares se considera todos aquellos accesorios de uso común, utilizados para señalización de puntos, como señales de puntería o accesorios para la estación de trabajo.

Dentro de los accesorios para señalización de puntos podemos hablar de aquellos que se utilizan para dejar materializado un punto en el terreno, con las suficientes garantías de permanencia y facilidad de localización, como las estacas de madera y las varillas de hierro. En roca y concreto se recurre a clavos de acero.

Cualquier objeto que pueda servir para mejorar la observación a puntos fijos se le denomina señal de puntería. Podemos distinguir entre las fijas y las móviles. Entre estas últimas tendremos los jalones, jaloncillos y lapiceros. Las fijas son marcas de pintura en paredes, clavos especiales y placas de puntería.

## **IV.1.2- Métodos topográficos.**

### **IV.1.2.1.- Trazo de alineaciones.**

Si se quiere realizar el trazo de una alineación entre dos puntos visibles entre sí, se hace estación en el primer punto de interés; después de centrar y nivelar el instrumento, se dirige la visual al pie de la señal colocada en el segundo punto; para fijar un punto intermedio se alinea una estaca a la distancia requerida y se mueve un lápiz de punta fina sobre ella hasta que quede seccionada por los hilos y cuando el observador indique que la punta está en línea se procede a marcar la estaca. Se procede a la observación en posición inversa del anteojo y se realiza otra marca; el verdadero punto de la alineación será el medio entre los dos

trazados. Cuando ya no se pueda distinguir con claridad la punta del lápiz, se traslada el instrumento a otro punto intermedio, desde donde se prosigue la alineación.

Si se requiere prolongar una alineación, se sitúa el instrumento en el punto final del alineamiento, después de centrado y nivelado se dirige la visual a un punto en la línea que se quiere prolongar; se fijan los movimientos azimutales y en posición inversa se marca el punto hacia adelante en la prolongación de la línea; se repite la observación, viendo el punto que tomamos dentro de la línea en posición inversa y el de la prolongación en directa, después de marcar el nuevo punto, se adopta como definitivo el situado en medio de los dos trazados.

#### **IV.I.2.2.- Métodos planimétricos.**

Las observaciones planimétricas de uso común son la triangulación, la poligonal y la radiación.

La triangulación queda relegada a obras en que el medidor de que se disponga no tenga la suficiente precisión. En control de deformaciones se utiliza con frecuencia. También cuando las distancias a abarcar sean muy superiores a las que puede medir el distanciómetro. Es un método muy empleado en la construcción de puentes, y consiste en cubrir la zona que se trata de levantar, con redes o cadenas de triángulos, en las cuales se hace la medición directa de uno de sus lados, base, así como la de los ángulos de los triángulos, lo cual permite poder resolver estos y fijar la posición de los vértices. Como los triángulos están unidos entre sí por un lado, resulta que una vez calculado este, servirá de base a su vez para proseguir el cálculo en el triángulo inmediato y así sucesivamente.

La triangulación puede ser de dos clases, topográfica y geodésica, distinguiéndose una de la otra en que la geodésica toma en cuenta la forma real de la tierra, mientras que en la topográfica se considera como plana en la zona en que se opera.

El método de la poligonal es aquel que se usa para la implantación en la zona de obra, de puntos de coordenadas conocidas. Desde estos puntos, que forman la red de apoyo, se realizarán todas las labores de control y replanteo. El método convencional de replanteo es el mismo que se utiliza en los levantamientos por radiación. Pero mientras en estos se toman datos del terreno para poder traspasarlos a un plano, en el replanteo tomamos datos de lo proyectado que, convertidos en ángulos y distancias, nos permiten situar en el terreno un conjunto de puntos que van a definir la obra.

#### **IV.I.2.3.- Métodos altimétricos.**

Con respecto a los métodos altimétricos, diremos que se realizan poligonales de nivelación geométrica, normalmente por los mismos puntos de la poligonal planimétrica.

El método más utilizado es el del punto medio. La cual consiste en ir colocando el nivel en el punto medio de los tramos de la sección a nivelar. Se divide en nivelación simple y nivelación compuesta, siendo la primera aquella en la cual se puede determinar directamente el desnivel entre los extremos de la línea desde una sola estación; la compuesta es aquella en la cual hay necesidad de dividir la sección que se va a nivelar, en cierto número de tramos, de los cuales se va determinando el desnivel colocando el instrumento en medio de cada uno de ellos.

La nivelación trigonométrica con distanciómetro se suele utilizar en obras en las que no se exigen precisiones altimétricas altas. La nivelación trigonométrica se realiza con el mismo instrumento que se utiliza para obtener las medidas de los ángulos horizontales, determinándose las distancias cenitales o ángulos de altura de los puntos a nivelar, con objeto de obtener las cotas trigonométricas de estos.

#### **IV.2.- Aspectos de campo.**

El control geométrico que se lleva en la construcción de una estructura debe ser lo más exacto posible debido a los factores que están involucrados en la construcción de una dovela.

Durante la construcción de un voladizo en el puente se presentan flechas debidas al peso propio de la estructura, así como al peso del equipo y andamiaje utilizado para la construcción. Además, debido al proceso de fraguado del concreto se presentan variaciones en la temperatura del concreto recién colado lo que origina dilataciones en el material y, por supuesto, contracciones durante el enfriado y endurecimiento de la dovela que modifican su geometría. Modificaciones que deben ser tomadas en cuenta en la fabricación de la siguiente dovela para considerar una contraflecha que contrarreste a la producida por estos fenómenos.

Un ejemplo de lo anterior lo tenemos en la construcción del puente Tuxpan, durante la cual uno de los problemas más importantes presentados en la construcción de la superestructura, fue el debido al calor de fraguado, que produce una dilatación en el concreto recién colado; este aumento de volumen genera gran fricción entre las superficies de contacto de la dovela recién colada y la que se encuentra en proceso de endurecimiento.

La plasticidad del concreto recién colado hace que dicha fricción sea prácticamente nula; pero después del fraguado y al descender la temperatura el concreto endurecido se contrae, y ya adherido al adyacente se presentan grietas inadmisibles.

En consecuencia se procedió a efectuar mezclas experimentales, a fin de ir controlando la temperatura de fraguado del concreto utilizado en la construcción, realizándose pruebas con dovelas a escala natural, variando los factores que intervienen en los colados, registrándose con un deformómetro las contracciones en la longitud, llegando a ser estas de 0.3 mm en el lado libre de la dovela de ensayo, y de 0.1 mm en el lado adyacente, lo que hizo evidente la influencia de la adherencia que impide la libre dilatación de las superficies de contacto.

El sistema de enfriamiento utilizado en la construcción del puente Tuxpan, consistió en un serpentín, dentro del cual se hacía circular agua enfriada con hielo, con un gasto de 1 lt/s, durante un mínimo de 24 horas; además los moldes metálicos eran regados por aspersion, y la superficie superior de la dovela se curó durante 7 días.

Por otro lado, otro factor a considerar durante la construcción de un voladizo es el debido al presfuerzo que se aplica a la estructura recién colada. Este efecto se puede visualizar en la figura IV.1, que se muestra a continuación.

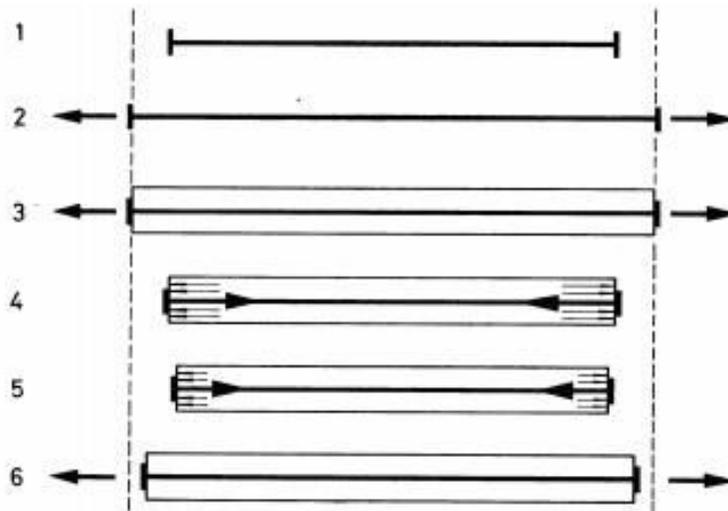


Figura IV.1.- Efectos del presfuerzo en el concreto

Al principio del proceso la barra de acero se encuentra sin tensión (1) con una longitud inicial menor a la obtenida después del tensado del cable (2), una vez alcanzado el esfuerzo de tensión requerido se inyecta concreto y se liberan los anclajes (3), con lo que la barra tenderá a contraerse por razón de su elasticidad, lo que impide el concreto gracias a su adherencia, por lo que este se comprime.

El concreto recibe esfuerzos de compresión, lo que ocasiona que el concreto se contraiga por fluencia (4); además otra contracción es producida por efecto del fraguado, secado y endurecimiento del concreto (5). La suma de las contracciones del elemento de concreto presfuerzoado produce una pérdida de tensión en la barra de acero.

Por lo anterior la tensión inicial en la barra de acero tiene que ser de magnitud tal que, a pesar de las contracciones en el concreto, permanezca una tensión suficiente para evitar que se produzcan esfuerzos de tensión en el concreto al someter a carga el elemento, o para limitarlas a la medida deseada (6).

Para llevar un buen control de la posición de la dovela por colar, se hacen tres controles de los niveles de la misma, uno antes del colado de la dovela, otro después del colado y un último después del tensado, lo anterior para asegurar el correcto posicionamiento de la superestructura.

#### IV.2.1.- Control geométrico en una línea corta de prefabricación.

Para el caso de la línea corta de fabricación, en toda la geometría del puente se forman curvas horizontales y verticales, por el ajuste de las secciones previamente coladas de la estructura. Los moldes nunca son ajustados por geometría.

Por lo tanto, una vez que el segmento precedente al que se quiere colar se ha desplazado, su configuración es ajustada por los gatos entre la cimbra inferior y el carro móvil, para proveer la geometría apropiada del puente. En ese momento una caja reforzada prefabricada es colocada en la posición de la dovela que se va a colar. Una vez que las cimbras laterales están cerradas y la cimbra interior ha sido corrida hacia delante, la maquina de colado está lista para colar el segmento correspondiente.

En la figura IV.2 se muestra esquemáticamente el arreglo del control geométrico para una línea corta de fabricación de elementos. El instrumento de medición es usualmente un teodolito o estación total capaz de medir hasta con un milímetro de exactitud. La referencia permanente para el alineamiento es generalmente una pila de concreto hincada en el suelo y aislada para prevenir inclinaciones. Las elevaciones son tomadas usando un estadal.

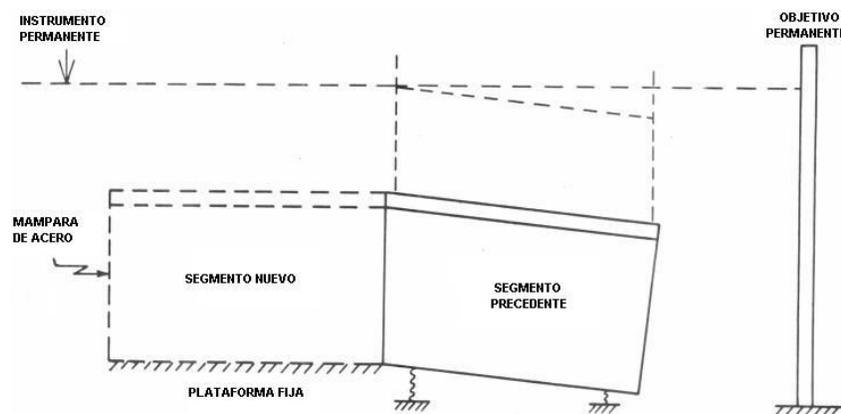


Figura IV.2.- Control geométrico de una línea corta de fabricación.

Recordaremos que antes del colado de una sección se toman las lecturas pertinentes, para determinar la posición relativa en que serán colados los elementos. Esto se realiza tomando lecturas de las elevaciones de los puntos seleccionados y del alineamiento central del segmento.

Los puntos para el control geométrico de un segmento en la línea corta de fabricación, son seis, cuatro sobre las almas de la sección y dos sobre la línea de centro de la dovela por fabricar, figura IV.3. Tornillos de cabeza redonda localizados entre 5 y 8 cm desde el borde del segmento, son usados como puntos de control de nivel. Con propósitos de cómputo de datos, se considera que estos están colocados en el borde del segmento y sobre las almas para eliminar cualquier influencia de las deflexiones de los volados. Como sólo se considerará la posición relativa del segmento, estos tornillos no se tienen que colocar en alguna elevación específica, pero debe cuidarse que la base de la cabeza esté aproximadamente en la rasante del concreto. Las lecturas tomadas de estos puntos establecen las bases de las posiciones relativas del segmento.

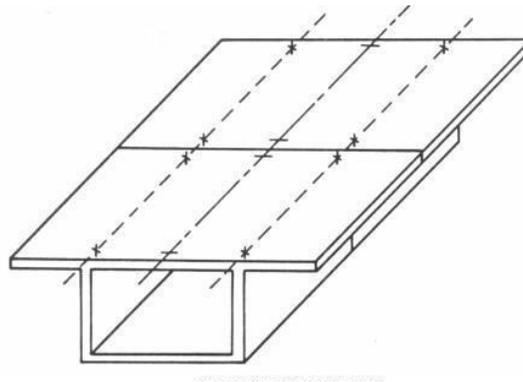


Figura IV.3.- Puntos de control para control geométrico

Los puntos de control sobre la línea de centro usualmente consisten en alambres en forma de U, colocados en el concreto fresco después de que la losa superior ha sido finalizada. La línea de centro es establecida, mediante el doblado de estos alambres con martillo y cincel durante las lecturas.

El diseñador del puente debe proporcionar información para desarrollar una curva teórica de colado. La curva teórica de colado, es aquella sobre la cual los segmentos deberán colarse para lograr el alineamiento deseado después de todas las deformaciones. Entre las causas de estas deformaciones están el peso propio de la estructura, el presfuerzo y pérdidas del mismo, arrastre, retraimientos del concreto y variaciones de la temperatura.

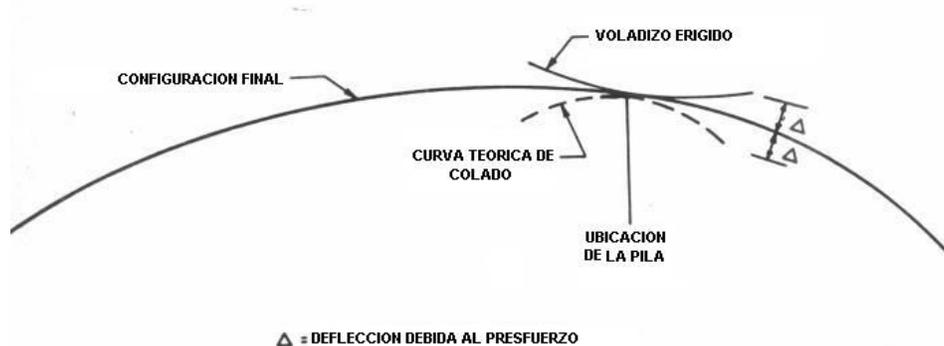


Figura IV.4.- Curva teórica de colado

Para un mejor entendimiento, consideraremos la deformación del peralte debido al presfuerzo del segmento. Asumiendo la construcción del puente por la aplicación de doble voladizo, el voladizo erigido se desviaría hacia arriba una distancia  $\Delta$  debido a la fuerza de tensado como se representa por la curva del voladizo erigido en la figura IV.4. Por lo tanto, los segmentos deben de construirse con una deflexión hacia abajo de longitud  $\Delta$ , así cuando la deformación debida al presfuerzo ocurra, el alineamiento correcto será logrado. La curva que representa esta deformación hacia abajo es la curva teórica de construcción. En realidad, cuando todas las deformaciones son consideradas, la curva teórica de construcción preferiblemente se inclina hacia arriba.

Debido a que los elementos no pueden ser fabricados curvos, la curva se logra aproximadamente mediante la fabricación de los segmentos de acuerdo a ella. Este es el procedimiento seguido tanto si la curva es horizontal o vertical. Por lo tanto, cuerdas iguales a la longitud del segmento son trazadas sobre la curva teórica de construcción, así una tangente a la curva puede ser trazada en los puntos de intersección de las cuerdas. Los ángulos  $B_1$  y  $B_2$  (figura IV.5) pueden ser medidos desde la tangente local definiendo la posición relativa de los segmentos como son colados y erigidos. Entonces, esto debe ser aplicado a la posición del carro de colado.

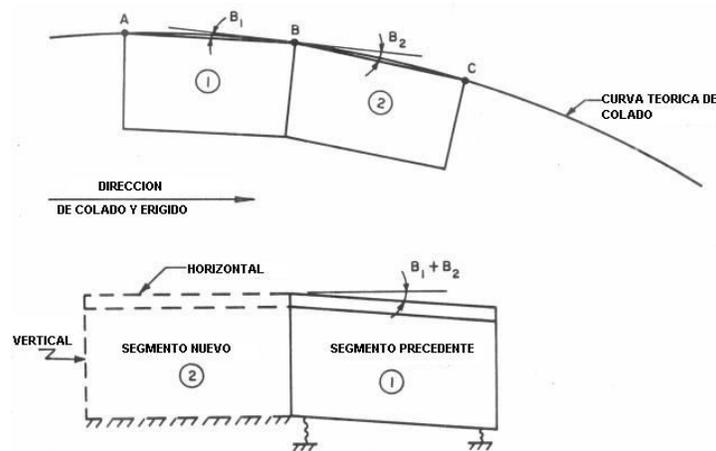


Figura IV.5.- Aplicación de la curva teórica de colado

Se deben hacer dos suposiciones relativas al carro de colado. La primera es que la mampara de acero al final del nuevo segmento sea mantenida completamente vertical con la cimbra superior completamente horizontal. En adición, la cimbra inferior es mantenida horizontal. La segunda suposición es que el colado del segmento es perfecto.

Para transferir la relación teórica de colado del papel al carro de colado, se tiene que examinar la dirección de colado así como la de colocación del elemento. En este caso el segmento 1 es colado y erigido antes que el segmento 2. Por lo tanto, en el carro de colado el segmento 1 se encuentra en la posición de segmento precedente ya colado y el segmento 2 esta en la posición de segmento nuevo por colar.

Recordando que la mampara al final del segmento 2 está siempre vertical y la cimbra inferior siempre horizontal, se tiene que ajustar la conformación del segmento 1 para duplicar la relación encontrada en la figura IV.6. Esto es realizado muy fácilmente, rotando el segmento 1 en un ángulo igual a la suma de  $B_1$  y  $B_2$ . El procedimiento descrito es teórico e idealizado.

El propósito de las lecturas tomadas es determinar la magnitud y dirección del movimiento o error de colado. Este dato es representado directamente sobre la curva teórica de colado como lo muestra el punto B de la figura IV.6. En este caso, la interacción entre los elementos previamente colados resulta, en que el punto final del segmento 1 quede por encima de la curva teórica de colado. Por lo tanto, para retomar la curva teórica de colado cuando el segmento 2 sea colado, considerando el segmento 2 como perfecto, se debe incluir una corrección en la posición del segmento 1, así como sea puesto en la posición de dovela precedente. Por lo tanto, como se muestra en la figura IV.6, el ángulo correcto de rotación del segmento es  $B_1$  más  $B_2$  más una constante de corrección C.

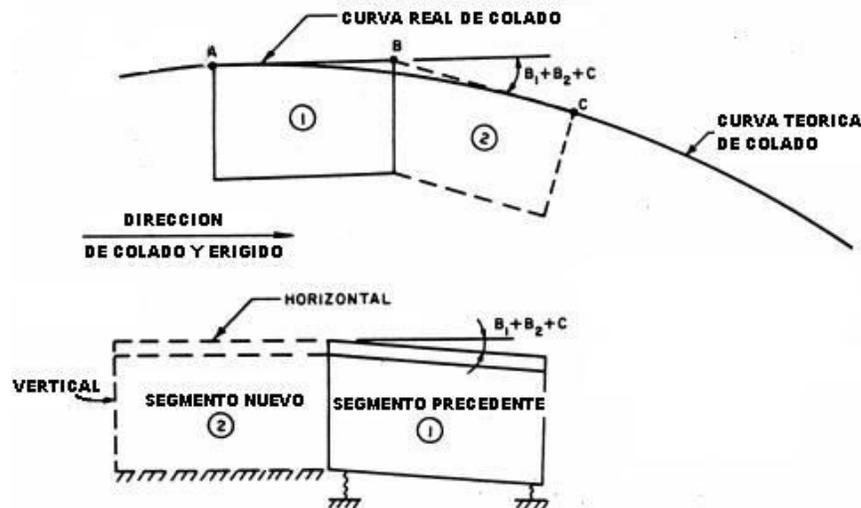


Figura IV.6.- Curva real de colado

La curva generada por las representaciones de las lecturas tomadas en campo, es una curva que se desarrolla junto a la curva teórica de colado. Esta curva es denominada curva real de colado. Si la curva real se desvía mucho de la curva teórica, el ingeniero debe tomar medidas correctivas antes de que la situación salga de sus manos. La curva real de colado es información valiosa para el ingeniero de campo, porque muestra la interacción entre los segmentos en la medida en que fueron colados. Esta interacción debe ser duplicada cuando los segmentos sean erigidos.

Es muy recomendable que todo el control geométrico del colado sea llevado gráficamente y representado en la escala gráfica más grande posible. Esto no solo debe incluir las dos curvas mencionadas, sino las lecturas tomadas del estatal, para lograr la apropiada configuración del colado de las secciones acopladas. Además, un conjunto separado de curvas debe ser usado para cada línea de

puntos de control, incluso si dos de ellos pudieran ser teóricamente simétricos. Frecuentemente, los datos tomados no son simétricos.

Por supuesto, se pueden utilizar ecuaciones matemáticas para calcular las posiciones de todos los puntos debido a que tienen una interacción geométrica en línea recta. Sin embargo, estas ecuaciones pueden ser usadas como una forma independiente de comprobación de las gráficas. Es mucho más difícil determinar las tendencias y direcciones examinando un conjunto de números, que por el examen de las representaciones gráficas.

## **CAPITULO V**

### **Conclusiones.**

## **CAPITULO V.- CONCLUSIONES.**

La construcción de puentes se ha visto mejorada constantemente al paso del tiempo, con el descubrimiento de nuevos materiales para la construcción; así como con el desarrollo de nuevas técnicas constructivas. Dentro de estas mejoras constantes, durante el siglo pasado se desarrolló la técnica de construcción de la superestructura de puentes en doble voladizo.

Esta técnica constructiva comienza a desarrollarse desde 1930, debido a la necesidad de nuevos métodos de construcción que permitieran un avance de obra más ágil e independiente del cauce o circulación inferior, al evitar el empleo de complicados andamiajes que típicamente son empleados, reduciendo así las molestias que pudiera causar la eventual construcción de un puente.

Su desarrollo se centra, en sus primeros años en Europa, donde después de la segunda guerra mundial, se requirió de una reconstrucción integral de las vías de comunicación. Es en la década de 1950, principalmente en Europa donde se desarrolla esta técnica, con el desarrollo del concreto presforzado.

La construcción de puentes en doble voladizo, consiste en la construcción en voladizo a partir de una pila, de forma simétrica respecto a la misma, atendiendo a un ciclo que de forma aproximada se puede resumir como sigue: Se monta el carro de colado con la cimbra de la pieza por colar, el carro avanza para el colado de la primera dovela, una vez que el concreto de la dovela alcanzó la resistencia requerida se tensan los cables y se hace avanzar el carro hasta su nueva posición donde se colará la siguiente dovela. Este proceso es simultáneo en ambos lados de la pila para conservar en equilibrio la estructura en construcción.

Para la construcción en doble voladizo de un puente se pueden construir en sitio las dovelas de la superestructura o emplearse piezas prefabricadas. Cabe señalar que en este método constructivo tiene una aplicación exhaustiva el uso de piezas presforzadas, lo que además de darle a la estructura una mayor resistencia, hace posible aumentar la longitud de los claros de un puente.

Cuando se emplean piezas prefabricadas, se procede en forma similar a la fabricación en sitio, con la diferencia que en esta variante se tiene total independencia del proceso de fraguado, lo que reduce el tiempo del ciclo constructivo de los voladizos. Merece especial atención el tratamiento de las juntas al utilizarse piezas prefabricadas. Entre los métodos más utilizados están la fabricación de la junta en sitio y el empleo de resinas epóxicas o algún producto aglutinante, el cual sirve de lubricante para el ensamblado y corrección de alineación de las piezas.

El concepto de calidad integral, debe aplicarse en todas las fases de la construcción, desde la cimentación hasta la superestructura, para lo cual debe observarse el cumplimiento de todas las especificaciones de proyecto de materiales y de diseño. Además de un buen control de calidad de los materiales empleados, debe llevarse un control geométrico preciso a fin de aprovechar al máximo las ventajas que proporciona la construcción en voladizo, evitando costos extraordinarios y la posible corrección de fallas durante la construcción.

En conclusión este es un método muy versátil que da grandes ventajas al constructor, ya que al darle independencia respecto al entorno en el cual se construye, logra reducir costos y tiempos de construcción; evita el empleo de complejos andamiajes para la fabricación de piezas. Además, al apegarse a un ciclo controlado de operaciones se le da a la construcción de un puente cierta industrialización que impacta directamente en la reducción de tiempos de ejecución y el ahorro de materiales.

Es por lo anterior que la construcción en doble voladizo de puentes, ha llegado a ser uno de los métodos mas empleados para la construcción de vías de comunicación no sólo en nuestro país, sino alrededor del mundo.

## **Bibliografía**

**BIBLIOGRAFIA**

Puentes, ejemplos internacionales. Hans Wittfoht. Ed. Gustavo Gili. Barcelona, 1975.

La construcción de puentes en México. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. México, 1985.

Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas. Anippac-Instituto de Ingeniería. México, 2005.

Mecánica de suelos, Tomo II. Eulalio Juárez Badillo-Alfonso Rico Rodríguez. Ed. Limusa, 1986.

Evolución de las cimentaciones de puentes construidos en México. Fundación ICA-UAEM. México, 2001.

Tesis "La construcción de puentes". Gutiérrez Santa Rosa, Martina. Facultad de Ingeniería, 1997.

Puentes de hormigón armado pretensado. Tomo II: Morfología y construcción. Carlos Fernández casado. Ed. Dossat. Madrid, 1980.

Concrete bridges: desing and construction. A.C. Liebenberg. Ed. Longman Scientific & technical. 1992.

Theory and design of bridges. Petros P. Xanthakos. Ed. John Wiley and sons, Inc. 1993.

Construction techniques for segmental concrete bridges. James M. Barker. PCI Journal. July-August, 1980

Procedimientos de construcción de puentes. Ricardo Lasso Herrera. Secretaría de Comunicaciones yTransportes. México, 1964.

Topografía de obras. Ignacio de Corral-Manuel de Villena. Ed. Alfaomega. Barcelona, 2000.

Métodos topográficos. Ricardo Toscano. Ed. Porrúa, México, 1970.

Reglamento de las construcciones de concreto re forzado (ACI 318-83) y comentarios. IMCYC, México, 1984.