



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
COORDINACIÓN DEL PROGRAMA DE INGENIERÍA

5
24

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

CI/042/1990.

SR. ALEJANDRO DOMINGUEZ AGUIRRE
Alumno de la Carrera de Ingeniería Civil.
P r e s e n t e.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 3 de octubre de 1986, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: CONSTRUCCION DEL PUENTE "VIADUCTO LA MARQUESA", EN LA REMODELACION DE LA CARRETERA MEXICO - TOLUCA, el cual se desarrollará como sigue:

- Justificación.
- Introducción.
- I.- Antecedentes.
- II.- Generalidades.
- III.- Derecho de Vía.
- IV.- Infraestructura.
- V.- Subestructura.
- VI.- Superestructura.
- VII.- Terraplenes de Acceso.
- VIII.- Control de Calidad.
- Conclusiones.
- Bibliografía.

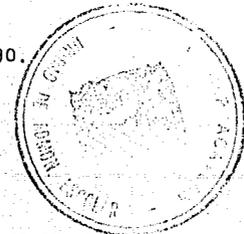
Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Fernando - Rivas Oliviera, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de Méx. a 21 de febrero de 1990.

ING. CARLOS ARCE LEON
Coordinador del Programa
de Ingeniería.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

CONSTRUCCION DEL PUENTE " VIADUCTO LA MARQUESA "
EN LA REMODELACION DE LA CARRETERA MEXICO-TOLUCA.

I N D I C E

JUSTIFICACION

INTRODUCCION

CAPITULO No. 1 ANTECEDENTES

- 1.1.0.0. Antecedentes Históricos de la Carretera México-Toluca.*
- 1.2.0.0. Características Generales del Tramo Carretero en Construcción.*
 - 1.2.1.0. Cantidades de Obra.*
 - 1.2.1.0. Tierra Armada.*
 - 1.2.1.2. Subdrenaje.*
 - 1.2.1.3. Anclas de Fricción.*
 - 1.2.2.0. Concreto Lanzado.*
 - 1.2.3.0. Cunetas, Lavaderos, Contracunetas y -- Guarniciones.*
 - 1.2.4.0. Tunel y Viaducto.*
 - 1.2.4.1. Tunel.*
 - 1.2.4.2. Viaducto.*

CAPITULO No. 2 GENERALIDADES

- 2.1.0.0. Introducción.*
 - 2.1.1.0. Estudios de Campo.*
 - 2.1.1.1. Fotogramétricos.*
 - 2.1.1.2. Topográficos.*
 - 2.1.1.3. Hidrológicos.*
 - 2.1.1.4. Geotécnicos.*
 - 2.1.1.5. Tránsito.*
 - 2.1.2.0. Estudios de Construcción.*
- 2.2.0.0. Condiciones Estéticas.*
- 2.3.0.0. Factores Económicos.*
- 2.4.0.0. Ancho de Calzada.*
- 2.5.0.0. Guarniciones.*

CAPITULO No. 3 DERECHO DE VIA

- 3.1.0.0. Antecedentes.
- 3.2.0.0. Adquisición de Predios.
- 3.3.0.0. Reubicación de Instalaciones.

CAPITULO No. 4 INFRAESTRUCTURA

- 4.1.0.0. Introducción.
- 4.2.0.0. Pilotes de Concreto Reforzado Preco_
lados.
- 4.2.1.0. Generalidades.
- 4.2.2.0. Construcción.
- 4.3.0.0. Pilotes Colados "IN SITU".
- 4.3.1.0. Generalidades.
- 4.3.2.0. Construcción.

CAPITULO No. 5 SUBESTRUCTURA

- 5.1.0.0. Introducción.
- 5.2.0.0. Zapatas de Concreto Reforzado.
- 5.2.1.0. Generalidades.
- 5.2.2.0. Construcción.
- 5.3.0.0. Pilas de Concreto.
- 5.3.1.0. Generalidades.
- 5.3.2.0. Construcción.

CAPITULO No. 6 SUPERESTRUCTURA

- 6.1.0.0. Introducción.
- 6.1.1.0. Antecedentes del Presfuerzo.
- 6.1.2.0. Principios del Presfuerzo.
- 6.1.3.0. Pretensado.
- 6.1.4.0. Postensado.
- 6.2.0.0. Elementos que Integran el Sistema de
Empuje.
- 6.2.1.0. Parque de Fabricación.
- 6.2.2.0. Nariz de Lanzamiento.
- 6.2.3.0. Dispositivos de Empuje.
- 6.2.4.0. Apoyos Deslizantes.
- 6.3.0.0. Construcción.
- 6.3.1.0. Sistema de Lanzamiento.
- 6.3.2.0. Operaciones de Tensado.

CAPITULO No. 7 TERRAPLENES DE ACCESO

- 7.1.0.0. Introducción.
- 7.2.0.0. Tierra Armada.
- 7.2.1.0. Antecedentes.
- 7.2.2.0. Generalidades.
- 7.3.0.0. Construcción.
- 7.3.1.0. Operaciones Previas al Montaje de la
Estructura.

- 7.3.1.1. *Estimación del Equipo Necesario para el Montaje.*
- 7.3.1.2. *Elementos Necesarios Suministrados - por Tierra Armada.*
- 7.3.1.3. *Equipo Mecánico y Accesorios.*
- 7.3.2.0. *Material de Relleno.*
- 7.3.2.1. *Condiciones Mecánicas.*
- 7.3.3.0. *Descarga y Almacenamiento de los Elementos Prefabricados.*
- 7.3.3.1. *Armaduras.*
- 7.3.3.2. *Durante el Almacenaje.*
- 7.3.3.3. *Escamas.*
- 7.3.4.0. *Juntas.*
- 7.3.5.0. *Operaciones de Montaje.*
- 7.3.5.1. *Excavación.*
- 7.3.5.2. *Solera de Reglaje (Dala de Concreto)*
- 7.3.5.3. *Colocación de la Primera Fila de Escamas.*
- 7.3.5.4. *Terraplenado y Colocación de Armaduras.*
- 7.3.5.5. *Colocación de la Segunda y Sucesivas Filas de Escamas.*
- 7.3.6.0. *Acuñado de las Escamas.*
- 7.3.7.0. *Empotramiento del Muro de Tierra Armada.*

CAPITULO No. 8 CONTROL DE CALIDAD

- 8.1.0.0. *Introducción.*
- 8.2.0.0. *Pruebas de Calidad en Agregados.*
- 8.2.1.0. *Muestreo de Agregados.*
- 8.2.2.0. *Medición del Contenido de Humedad - del Agregado.*
- 8.2.2.1. *Método de Charola.*
- 8.2.2.2. *El Método " Rápido "*
- 8.2.3.0. *Prueba de Finos para Arena.*
- 8.2.4.0. *Granulometría.*
- 8.3.0.0. *Control, Manejo y Almacenamiento de Materiales.*
- 8.3.1.0. *Agregados.*
- 8.3.1.1. *Agregado Grueso.*
- 8.3.1.2. *Control de Materiales de Menor Tamaño.*
- 8.3.1.3. *Agregado Fino (Arena).*
- 8.3.1.4. *Almacenamiento.*
- 8.3.1.5. *Control de Humedad.*
- 8.3.1.6. *Muestras para Pruebas.*
- 8.3.1.7. *Almacenamiento del Cemento.*
- 8.4.0.0. *Medición.*
- 8.5.0.0. *Mezclado.*
- 8.5.1.0. *Requisitos Generales.*
- 8.5.2.0. *Diseño y Mantenimiento de Mezclado*

- ras.
- 8.5.3.0. *Carga de la Mezcladora.*
 - 8.5.4.0. *Tiempo de Mezclado para Mezcladoras Fijas.*
 - 8.5.5.0. *Temperatura de la Mezcla.*
 - 8.5.6.0. *Remezclado.*
 - 8.5.7.0. *Descarga de la Mezcladora.*
 - 8.5.8.0. *Concreto Premezclado.*
 - 8.6.0.0. *Juntas Constructivas.*
 - 8.6.1.0. *Limpieza Preparación de Juntas Horizontales de Construcción.*
 - 8.6.2.0. *Construcción de Juntas.*

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

JUSTIFICACION

JUSTIFICACION DE LA OBRA.

En base al considerable desarrollo que ha tenido la Ciudad de Toluca, tanto en el aspecto industrial como comercial así como por su cercanía con el Distrito Federal, se ha motivado que por la citada carretera se mueva un volumen de vehículos de diferentes tipos y muy particularmente los domingos y días festivos que sobrepasa la cifra de 54,000 promedio anual por día en el tramo convergente Constituyentes-Reforma, hasta La Marquesa.

Por los motivos anteriores, en el año de 1968 se inician los estudios para llevar a cabo las obras de modernización del tramo La Venta-La Marquesa (longitud de 10.8 KM.), con el objeto de que el usuario tenga seguridad y un menor tiempo de recorrido, aplicando a esta obra especificaciones de tipo autopista: menor grado de curvatura y pendiente, mayor amplitud (hasta 6 carriles de circulación), mayor longitud de visibilidad y en consecuencia mayor velocidad con un alto coeficiente de seguridad, logrando así menor consumo de combustible y menor deterioro del vehículo.

INTRODUCCION

INTRODUCCION

México es un País cuya orografía ha impuesto al mismo - grandes retos para poder comunicar sus pueblos, centros de - producción, litorales, recursos naturales y polos de desarro - llo, más a pesar de esas dificultades impuestas por la natu - raleza, la Ingeniería Mexicana las ha hecho superables.

Parte de las vías de comunicación que han hecho posible - el enlace pleno del País, han sido los Puentes: Carreteros, - ferroviarios, canaleros o marítimos, los que para salvar los - obstáculos impuestos se concibieron desde las más rudimenta - rias estructuras: De madera o mampostería, hasta las grandio - sas estructuras: Atirantadas, voladas o empujadas, que se - han construido en México, y que se encuentran inscritas en - tre las de primer orden en su tipo en el Mundo.

Nuestro País, ha desarrollado diversos procedimientos de - análisis, diseño y construcción de puentes, basados en su - tradición y experiencia constructiva, por lo que en los cami - nos de México, podemos encontrar: Estructuras metálicas, de - apoyos de mampostería, estructuras de concreto o madera, en - cuyo desarrollo se ha puesto de manifiesto lo relevante de - la Ingeniería en nuestro País, por lo que se puede calificar - al mismo como autosuficiente tanto en el área constructiva - como en el área de diseño, aunque obviamente en ello inter - vienen diversos apoyos de otros tantos Países por la amplitud - de experimentación en la Ingeniería tal y como México ha im - plementado, por su experiencia, asesorías de tipo similar - para la construcción mundial.

Basados en la experiencia desarrollada, México ha imple - mentado diversas tecnologías en la construcción de los Puen - tes que ha necesitado, dentro de los cuales se enmarca la - presente presentación de ésta área en la que nos permitimos - exponer un esquema general de "PUENTES EMPUJADOS".

Es en Alemania a partir de 1960, donde la mancuerna de los Ingenieros Baur - Leonhardt iniciaron el desarrollo de un sistema constructivo cuya denominación castellanizada sería: "PUENTES EMPUJADOS", sistema basado en el desplazamiento de la Superestructura del puente, construida a base de dovelas de concreto presforzado. Este sistema podría decirse se encontraba en desarrollo para estructuras metálicas desde finales del Siglo XVIII.

Actualmente en nuestro País se tienen construidos algunas estructuras mediante este procedimiento.

Se han realizado diversos análisis para poder construir estructuras de este tipo para salvar los litorales y unir algunas islas a los macizos continentales de tal forma que es una de las estructuras que pueden utilizarse con mayor facilidad en los obstáculos que impone la naturaleza mexicana. Es importante resaltar que puede construirse la superestructura de cualquier puente independiente a la construcción de la subestructura, ya que la construcción mediante el sistema de empujado puede considerarse como una fábrica portátil de superestructura en base a dovelas a cajón presforzadas, que al evaluar la reducción en el tiempo de su construcción, hacen importante su consideración como procedimiento constructivo aplicable.

La presente exposición no pretende determinar la justificación para el uso permanente de este método constructivo, que consideramos interesante por su muestra económica, aunque obviamente la elección de los métodos de construcción de los puentes dependerán del número de apoyos que usaremos, el tipo de obstáculos por cruzar, la facilidad de construcción de los apoyos intermedios, fácil acceso y, claro está, en el costo de construcción de los mismos, para que el mismo no repercuta de tal forma que la subestructura se convierta en la parte medular del costo de la estructura que se trate.

CAPITULO No. 1

ANTECEDENTES

1.0.0.0. ANTECEDENTES.

1.1.0.0. ANTECEDENTES HISTORICOS DE LA CARRETERA MEXICO-TOLUCA.

Esta obra fue iniciada y concluida (con especificaciones muy modestas) desde antes de la fundación de la Comisión Nacional de Caminos; los trabajos estuvieron controlados por la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas que fue la que ejecutó la mayor parte de la construcción y no fue hasta febrero de 1929 en que pasó a depender directamente de la Comisión Nacional de Caminos, no obstante, que se entregó totalmente terminada por la S.C.O.P., hubieron que hacerse trabajos nuevos entre la Venta y Cola de Pato, habiéndose pavimentado y llevado a cabo otras mejoras como las de alineamiento horizontal y vertical, corrección y ampliación de curvas, construcción de alcantarillas, cunetas, contracunetas y canales.

En fechas posteriores y de acuerdo a las necesidades del servicio, se le han hecho otras modificaciones de alineamiento horizontal, vertical, así como ampliación de corona y todo esto durante los siguientes períodos:

En el período 1941 a 1956 se ejecutó trabajo de ampliación de corona, de 7.00 m a 13.50 m de ancho.

En el período 1956 a 1960 se amplió la corona de 13.50 m a 22.0 m misma que tiene en la actualidad.

Al hacer estas ampliaciones, no se corrigió el alineamiento horizontal ni el vertical, por lo que ha hecho muy peligroso el tránsito de vehículos, ya que al no modificar el grado de curvatura, el usuario debe conservar la misma velocidad que desarrollaba antes de su ampliación, cosa que no sucede, porque el automovilista al observar la amplitud que tiene ahora, se confía y considera que puede aumentar la velocidad,

motivo principal por lo que se provocan los accidentes.

1.2.0.0. CARACTERISTICAS GENERALES DEL TRAMO CARRETERO EN CONSTRUCCION.

<i>a) Longitud del tramo</i>	<i>10.8 km</i>
<i>b) Velocidad de proyecto</i>	<i>90-110 km / hora</i>
<i>c) Pendiente máxima</i>	<i>5%</i>
<i>d) Grado máximo de curvatura</i>	<i>4%</i>
<i>e) Pendiente gobernadora</i>	<i>4%</i>

Los trabajos de modernización de esta nueva vía consisten en la construcción de dos cuerpos nuevos entre los km 0+500 y 1+740 con ancho de corona de 30 m separados por un camellón central de 2 m con 2 calzadas pavimentadas de 10.50 m cada una, acotamientos interiores de 1.50 m y exteriores de 3.0 m En el resto de la longitud también se construyen 2 cuerpos separados con ancho de corona de 15.0 m cada uno y ancho de carpeta asfáltica de 10.50 m con acotamientos iguales que en el caso anterior.

La capa de pavimento consiste en una base hidráulica de 20 cm de espesor con material de tamaños máximos de 1½" procedente del banco Campuzano con un acarreo promedio de 15 km carpeta asfáltica elaborada en planta estacionaria con 7.5 cm de espesor con agregados de tamaño máximo de 3/4" procedente del Banco Industrial Majesa con acarreo promedio de 20 km por último un riego de sello con material pétreo 3-E con dosificación de 12 litros/m² y 1.2 litros/m² de asfalto FR-3.

1.2.1.0. CANTIDADES DE OBRA. *4.1 millones de m³ de excavación en corte, 1.4 millones de m³ de formación de terraplenes; 1.3 millones de litros de asfalto, 2.8 millones de kg de cemento No. 6, 63,000 m³ de materiales de base y 21,000 m³ de carpeta asfáltica.*

TRABAJOS DIVERSOS. *Estos consisten en la construcción de mu*

ros de "tierra armada", subdrenes transversales y longitudinales, anclas de fricción, concreto lanzado, cunetas, lavaderos, contracunetas, guarniciones y reforestación.

1.2.1.1. TIERRA ARMADA. Entre las estaciones 8+615 al 8+955 y 9+060 - al 9+205, se construirán dos muros de tierra armada con longitudes de 340 y 145 m respectivamente, con altura máxima de 21.5 m con el fin de reducir el mínimo las zonas afectadas con los terraplenes, ya que en éstas existen construcciones muy costosas.

1.2.1.2. SUBDRENAJE. Debido a que por lo regular en los taludés de todos los cortes se observan filtraciones y poder encauzarlas adecuadamente hacia las obras de drenaje.

1.2.1.3. ANCLAS DE FRICCIÓN. En el sub-tramo del km. 3+220 al 3+270, - se tiene un corte cuya altura promedio es de 35.0 m y taludes de proyecto de 1/2:1 con bermas de 4.0 m a la mitad de la altura; tomando en cuenta al grado de alteración del material, esta zona puede en el futuro presentar inestabilidad - ya que se trata de un material constituido por fragmentos - chicos, medianos y grandes de una andesita fracturada y alterada, empacado en limo arcilloso. Por lo anterior se determinó la colocación de anclas de fricción en esta zona, las cuales consisten en varilla de acero corrugado de 10.0 m , de longitud y 1" de diámetro.

1.2.2.0. CONCRETO LANZADO. Entre los kms. 3+100 y 3+200 próxima a los cerros del corte, se localiza una torre que soporta líneas de alta tensión de la Compañía de Luz y Fuerza del Centro y con el fin de garantizar su estabilidad se protegerán los taludes del corte en esta zona mediante el empleo de concreto lanzado con espesor de 10 cm y malla electrosoldada con alambres de 3.43 mm de diámetro y abertura de 10x10 cm .

1.2.3.0. CUNETAS, LAVADEROS, CONTRACUNETAS Y GUARNICIONES. Para garan

tizar la buena protección del tramo, tomando en consideración que esta zona es de las mas lluviosas de la República, no se escatima la construcción de las obras de protección como son las cunetas, lavaderos, contracunetas y guarniciones.

1.2.4.0. VIADUCTO Y TUNEL. Dentro de los trabajos de modernización de esta nueva vía, se contempla la construcción de un viaducto y un túnel.

1.2.4.1. TUNEL.

Está constituido por dos "Tubos" paralelos separados entre ejes 35 m en promedio; su sección es de tipo herradura de 13.80 m de diámetro interior y sus longitudes de 351 m el del cuerpo derecho y 311 m el correspondiente al izquierdo; cada uno alojará 3 líneas de circulación y banquetas laterales.

Su alineamiento se localiza en una curva circular de 3°-15', con una pendiente transversal de 10% y longitudinal de 3.5%.

En base a la calidad de autosoprote de los materiales donde se aloja, según los estudios de suelos, se diseñaron dos tipos de secciones, una con revestimiento definitivo a sección completa y la otra únicamente en las paredes y clave, soportado sobre zapatas; el revestimiento es de concreto reforzado con espesor promedio de 60 cm, debiendo previamente instalarse drenes para la captación del agua de filtración.

En base a los cortes estatigráficos el proceso constructivo fue diseñado por medios mecánicos, es decir, sin utilización de explosivos, debiendo colocar marcos de concreto reforzado (costillas) a cada 1.20 m de separación, previén

dose que cuando la calidad del material requiera colocación inmediata de marcos, serian metálicos prefabricados; adicionalmente en toda la sección se colocará concreto lanzado y malla metálica con espesor de 15 cm , reforzándose la excavación con anclas de fricción y tensión. Sin embargo, el procedimiento se adapta de acuerdo al tipo y características de los materiales que se encuentran en realidad.

Durante el proceso constructivo, se instalan instrumentos de medición de deformaciones para determinar el control necesario en la estabilidad de la excavación; y en base a los resultados obtenidos, se modificó sobre la marcha los procedimientos constructivos inmediatos.

1.2.4.2. VIADUCTO.

Consta de dos cuerpos paralelos separados 22.40 m entre ejes, con longitud de 340 m el correspondiente al cuerpo izquierdo y 320 m el del cuerpo derecho, tienen cada uno, un ancho total de 16.90 m y alojan 3 carriles de circulación así como acotamientos laterales y una banquetta peatonal; están formados por dos estribos extremos y cinco pilas intermedias, utilizándose en la construcción de las superestructuras el novedoso procedimiento de "Empujado" y en las subestructuras el sistema de "Cimbra Trepadora". El terraplén de acceso lado Toluca estará confinado con "tierra armada".

El viaducto se localiza sobre una curvatura circular de 3° 15' complementada con curvas espirales en sus accesos; su pendiente longitudinal es de 3.5% y la transversal de 7.5%.

La cimentación para los estribos 1 y 7 y las pilas 2 y 3 se resolvió a base de pilotes colados en el lugar de 1.20 m \emptyset y de 16 a 26 m de profundidad; las pilas 4, 5 y 6 se desplantaron por superficie a base de zapatas de concreto refor-

zado.

La subestructura de las pilas 2 a 6, está constituida por dos columnas de concreto reforzado de sección "T", con alturas variables de 15 a 59 m, con espesores de 1.20 m y 1.50 m unidas mediante diafragmas a cada 15 m de altura.

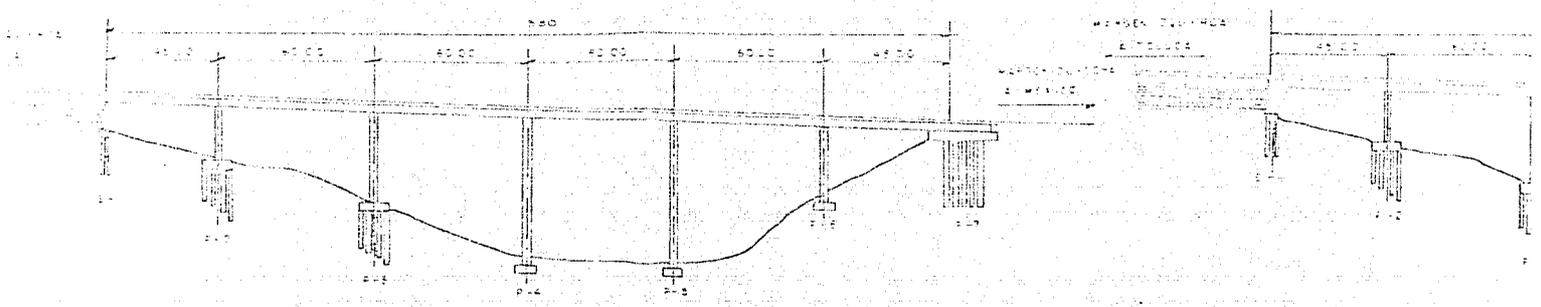
La superestructura está formada por dovelas de concreto presforzado de sección cajón con almas inclinadas, coladas con longitud de 20 m y 3.60 m de peralte.

Las dovelas se cuelan en 2 etapas sobre el parque de fabricación localizado en el acceso al estribo 7; en la primera etapa la losa inferior con una parte de las almas en toda su longitud; después de reforzada esta sección se "Empuja" hasta la zona correspondiente a la segunda etapa en donde se colará el resto de las almas y la losa superior.

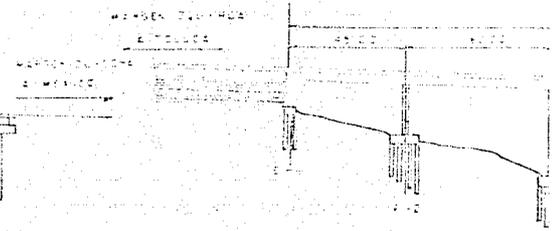
En este sistema de empujado se coloca al frente de la primera dovela una estructura metálica llamada "Nariz de Lanzamiento" cuya longitud es del orden del 60% del claro mayor y que para este caso es de 36 m; la finalidad de esta nariz es la de disminuir los momentos que se generan cuando la losa se encuentra en cantiliver.

Esta maniobra se ejecuta a base de gatos de doble acción, tanto de empuje o retroceso como de elevación o descenso, así como de otros dispositivos de tipo especializado.

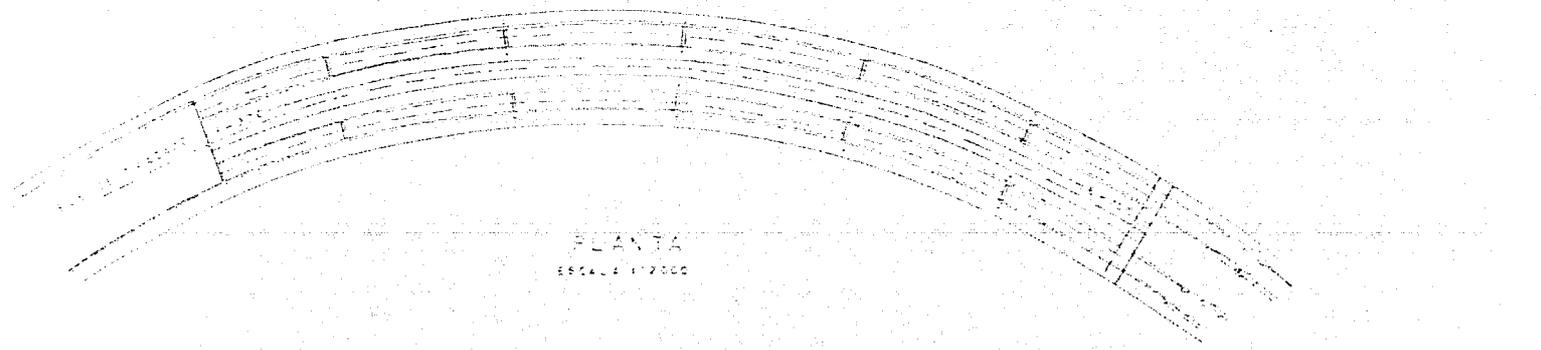
En el plano No. 1 se ilustra la modernización de la carretera México-Toluca y específicamente del tramo de la Venta a la Marquesa, donde también se ubican el puente "Viaducto La Marquesa" y el Tunel "La Venta".



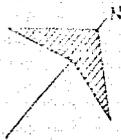
CUERPO DERECHO
ESCALA 1:200



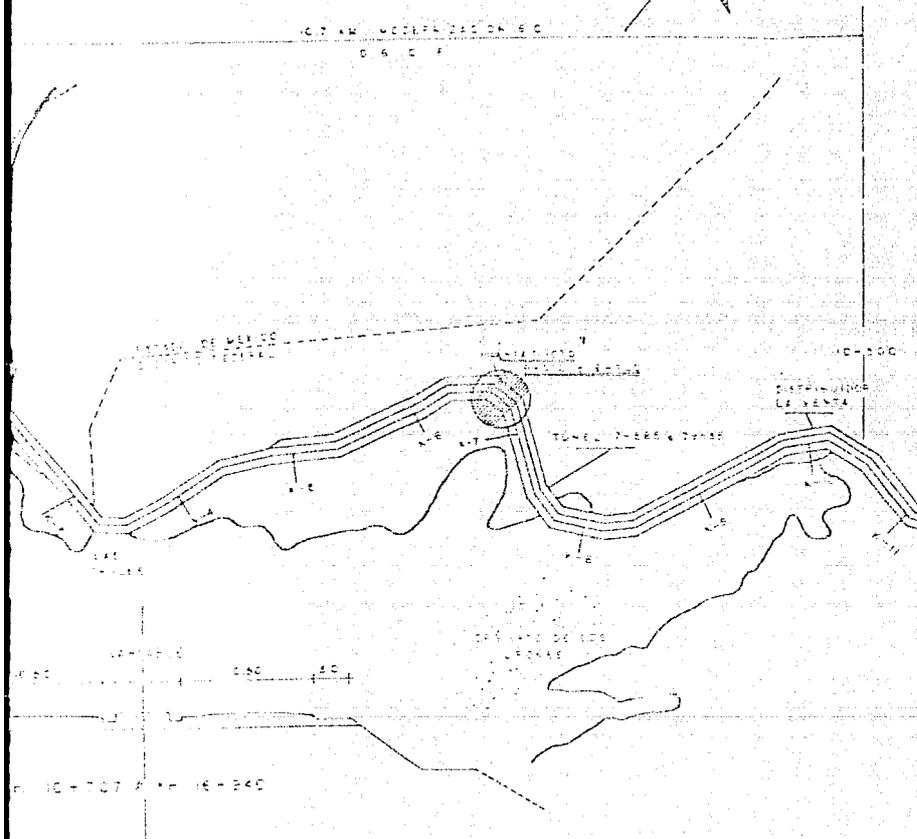
ALZADO
ESCALA 1:200



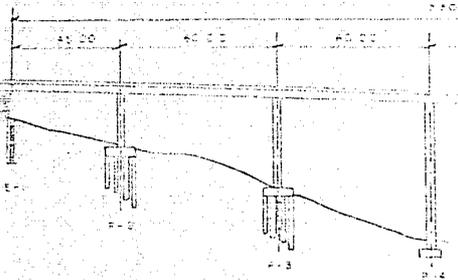
PLANTA
ESCALA 1:2000



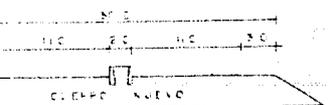
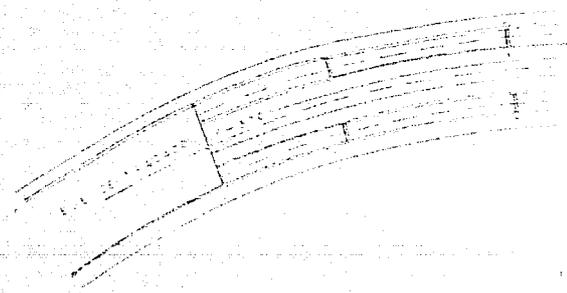
IC-7 KM. OCCUPACION DE
D. A. C. F.



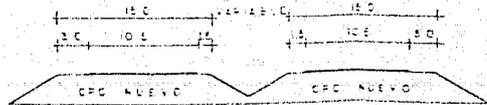
GRABADO DE ERRORES
A TOL. 1/100



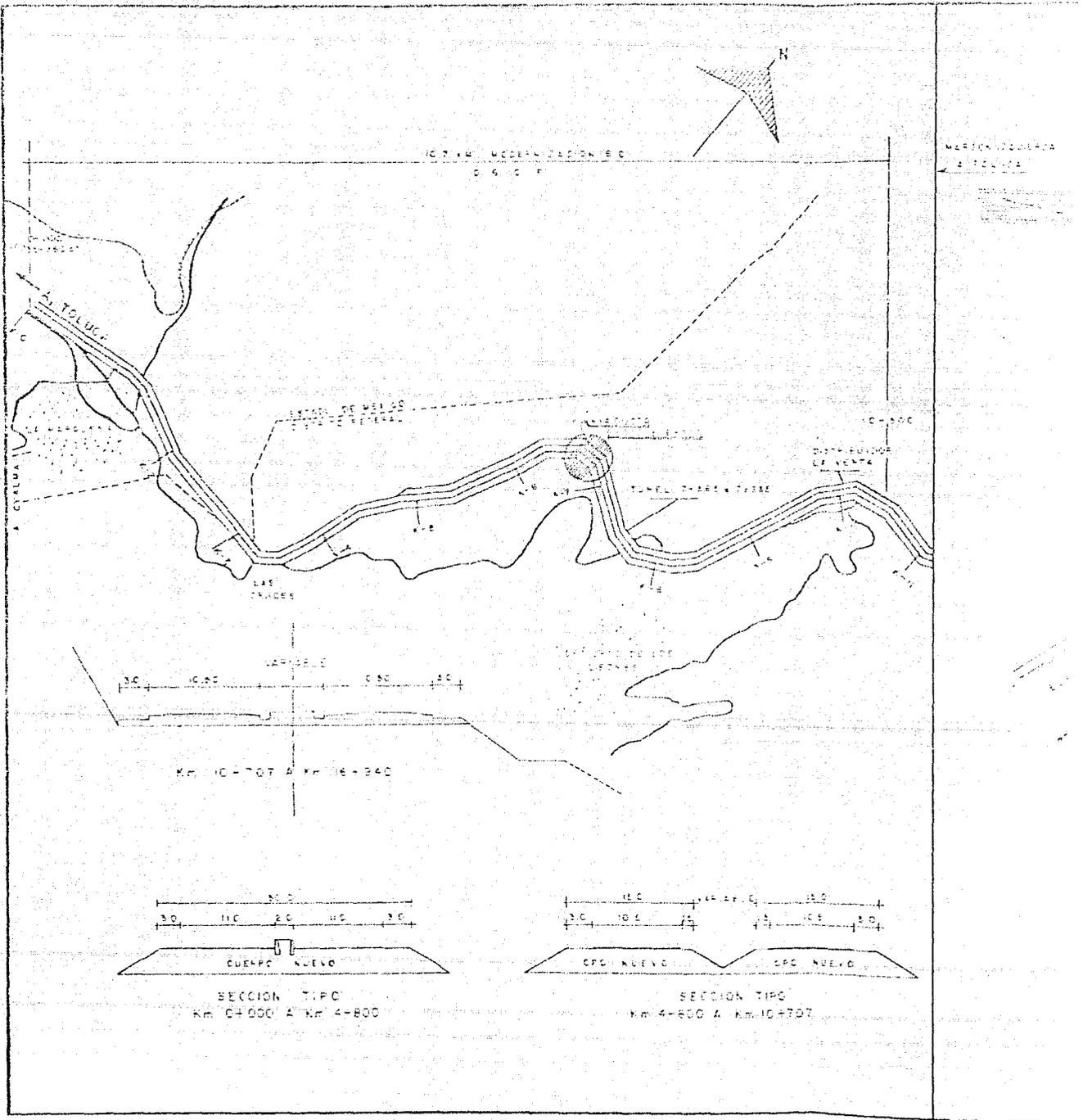
CUERPO DE
Escala 1:100



SECCION TIPO
KM 4-600 A KM 4-800



SECCION TIPO
KM 4-800 A KM 10-707



CAPITULO No. 2

GENERALIDADES

2.1.0.0. GENERALIDADES.

Bajo la denominación de puentes se comprenden todas las obras que sirven para dar paso a una vía que se encuentra cortada por otra o por una depresión o accidente en la parte inferior sin cortar el paso a la segunda.

Conviene advertir que existe una gama o clasificación muy diversa de todas las diferentes clases o tipos de puentes, o sea en breves palabras un puente es toda estructura concebida por el hombre, que permite el paso de un extremo a otro a través de un obstáculo, el cual puede ser un río, una barranca, etc. y cuya realización debe ser dentro de la técnica más factible y sobre todo más económica.

Refiriéndonos a una barranca, el puente es una estructura de cruzamiento, capaz de salvar el claro presentado por las mismas CONDICIONES NATURALES DEL LUGAR, en donde estas mismas nos propiciarán a tomar la mejor solución o alternativa para una óptima proyección de la estructura.

Para la construcción de un puente es indispensable llevar a cabo una serie de estudios previos, que nos permitan tomar la mejor solución para lograr el éxito bajo todos sus aspectos técnicos y económicos.

Dichos estudios preliminares deben de ser de variada índole, tales como :

2.1.1.0. ESTUDIOS DE CAMPO.

Son imprescindibles los estudios de campo, puesto que servirán esencialmente como base para el proyecto mismo que es substancial para la construcción y como los citados estudios comprenden trabajos de múltiple naturaleza podemos coordinarlos de la siguiente manera :

2.1.1.1. *Fotogramétricos.*

2.1.1.2. *Topográficos.*

2.1.1.3. *Hidrológicos.*

2.1.1.4. *Geotécnicos.*

2.1.1.5. *Tránsito.*

2.1.1.1. FOTOGAMETRICOS.

Sirven para la localización del cruce ya que a base de fotos nos podemos dar cuenta de los lugares más propicios para la localización del puente.

2.1.1.2. TOPOGRAFICOS.

Independientemente de la importancia del lugar en cuanto a situación geográfica, los estudios topográficos son absolutamente indispensables para que nos indiquen la ubicación, características en planta y elevación del terreno en que va a estar ubicado el puente, por lo tanto se debe hacer un reconocimiento de la zona y estudiar principalmente los temas que comprenden esencialmente son :

1. *Reconocimiento de la zona para localizar los probables cruces.*
2. *Levantamiento topográfico general de la zona y de los cruces.*
3. *Levantamiento topográfico detallado de una faja de terreno a uno y otro lado del eje de entrecruzamiento.*
4. *Plano configurado en la zona de cruce.*
5. *Estudio de los tramos de liga con el resto de la línea.*

6. *Sección transversal de río según el eje de cruce indicado.*

2.1.1.3. HIDROLOGICOS.

Son de gran importancia éstos estudios, ya que las características hidráulicas de la corriente contribuyen en forma determinante en el tipo de obra que se va a construir y sobre todo en el factor costo, así como el buen funcionamiento de la misma una vez construida. Por lo tanto, los datos hidrológicos que se deberán tener en cuenta son los siguientes:

1. *Para obtener un correcto dato hidrológico, es recomendable como mínimo un levantamiento de tres secciones transversales del río, en un tramo cuyas peculiaridades del mismo, deben ser de alineamiento recto y en cuanto a la sección y pendiente lograr que sean las más uniformes posibles.*
2. *Del cauce principal y en las llanuras de inundación se debe hacer una estimación del coeficiente de rugosidad de los mismos.*
3. *Determinar el diámetro de la mayoría de los cuerpos que inevitablemente son arrastrados por la corriente.*
4. *Con una longitud mínima de 500.0 m debe efectuarse un levantamiento del perfil del fondo.*

2.1.1.4. GEOTECNICOS.

Son importantes y consisten en una serie de estudios de mecánica de suelos, por medio de los cuales podremos localizar los tipos de falla en el terreno en su caso, los materiales existentes y otros datos más que nos podrán servir para-

conocer las condiciones de cimentación en un cruce, es decir, para decidir el tipo de puente por construir, ya que estos - estudios son definitivos para resolver:

- 1. El sistema de cimentación.*
- 2. La longitud de los claros parciales del puente.*
- 3. El tipo de superestructura.*

Los estudios de Geotécnia deben contener investigaciones basadas en perforaciones profundas para:

- 1. Conocimiento de la estratigrafía*
- 2. Detectar niveles de aguas freáticas*
- 3. Determinación preliminar de la resistencia de los suelos*
- 4. Obtención de muestras alteradas e inalteradas representativas del lugar (para su análisis posterior en laboratorio).*

Para conocer los anteriores factores podríamos abreviar - los estudios geotécnicos de la siguiente manera:

- 1. Sondeos para obtener muestras alteradas*
- 2. Una cantidad necesaria de sondeos para obtener muestras - inalteradas*
- 3. Sondeos con metodos rotatorios*
- 4. Banco de materiales para precisar la calidad y la cantidad*
- 5. Métodos geofísicos, sísmicos o eléctricos (complementarios).*

Una vez descritos los estudios de campo, indispensables -

para la buena proyección de nuestra estructura, continuaremos describiendo algunos otros factores, que aunque no son de campo, también son determinantes para la buena ejecución, funcionalidad y apariencia de la estructura.

2.1.1.5. TRANSITO.

Dependiendo del tipo de intensidad y peso del tránsito que requiera el uso del puente nos dará el ancho de calzada y el tipo de carga de diseño del mismo y por lo tanto es necesario analizar el número y la clase de vehículos que lo van a cruzar, es decir, llevar a cabo un aforo con el que podamos determinar los dos elementos antes citados. El Ingeniero encargado de los estudios de campo tendrá la obligación de dar su dictamen relativo al tipo de carga móvil que debe considerarse para el proyecto del puente analizando todas las circunstancias de cada caso.

El siguiente estudio que aunque no es del todo de campo, también es un buen auxiliar para la proyección de la estructura.

2.1.2.0. ESTUDIOS DE CONSTRUCCION.

Estos estudios son necesarios para conocer diferentes elementos tales como:

1. Estudio de costo de materiales
2. Accesibilidad a la obra y por supuesto las vías de comunicación
3. Percepciones y jornales de la región para personal obrero-calificados, peones y trabajadores en general.

4. *Prever otras condiciones dominantes, tales como talleres-mecánicos, poblaciones mas cercanas al lugar, que cuenten con comercios y otras facilidades para la administración y desarrollo para la construcción de la obra.*

2.2.0.0. CONDICIONES ESTETICAS.

Indiscutiblemente que las condiciones estéticas en la construcción de un puente no es uno de los factores principales, sin embargo, no se debe descuidar de ninguna manera este aspecto, ya que en algunas ocasiones se vuelve hasta necesario, como en aquellas vías de gran afluencia turística.

Además, si se cumple con todas las especificaciones técnicas y se logra una buena condición estética, dicha estructura se considerará como un completo éxito.

2.3.0.0. FACTORES ECONOMICOS.

Es uno de los factores primordiales, porque aún cuando no se deba alterar la técnica adecuada a la construcción, sí se requiere un especial cuidado y atención en su estudio, ya que es básico en los costo de la obra que dependen de las características del curso y de la región.

Como el factor económico del cual no se debe descuidar, es la altura de la rasante, que deberá ser la que tenga menor costo de las terracerías y sobre todo tener presente la longitud del puente, ya que el costo resultará de acuerdo al número de tramos de la misma.

2.4.0.0. ANCHO DE CALZADA.

Será el ancho libre medido normalmente al eje longitudinal del puente, entre las partes inferiores de las guarniciones o guardaruedas, en el caso de las guarniciones con varios escalones, será entre el fondo de los escalones más bajos.

2.5.0.0. GUARNICIONES.

Es usual y conveniente que cada guarnición tenga un ancho mínimo libre de 0.50 m y es necesario construir dichas guarniciones a uno y otro lado de la calzada separando así los parapetos de la misma, con esto se obtiene que los conductores retiren sus vehículos debidamente de los parapetos.

CAPITULO No. 3

DERECHO DE VIA

3.0.0.0. DERECHO DE VIA

3.1.0.0. ANTECEDENTES.

Con la Ley del 6 de Enero de 1915, se inicia la legislación en materia Agraria de la República Mexicana, Ley que antecede al Artículo 27 Constitucional, que es donde parte toda la Legislación Agraria y todos los códigos que se han expedido sobre la materia en diversos años (1934, 40, 42 y 77) reglamentos del Artículo 27, dando origen a la LEY DE LA REFORMA AGRARIA.

Los Antecedentes Históricos, Sociológicos y Políticos que vivió México, resuelven uno de los más complicados y Antiguos problemas de México, donde nació el Derecho Agrario como solución Jurídica Autónoma y que por primera vez alcanza en el mundo de la Jerarquía Constitucional.

Lo anterior fue señalado por ser las bases que dieron origen a las distintas formas de Tenencia de Tierra, lo que hay que tomar en cuenta para la Adquisición de DERECHO DE VIA DE LAS CARRETERAS EN MEXICO.

EL DERECHO DE VIA DE UNA CARRETERA, es considerada como la faja que se requiere para la Construcción, Conservación, Reconstrucción, Ampliación, Protección y en general para el uso adecuado de esta Vía y de sus Servicios Auxiliares. Su ancho sera el requerido para satisfacer esas necesidades.

En general conviene que el DERECHO DE VIA sea uniforme, pero habrá ocasiones en que para alojar Intercepciones, Bancos de materiales, Taludes de Corte o Terraplén y Servicios Auxiliares, se requerirá disponer de mayor ancho.

EL DERECHO DE VIA es fijado por la Dirección de Proyectos de Carreteras de la Dirección General de Carreteras Federales,

de Acuerdo al tipo de Camino de que se trate. Siendo su amplitud mínima de 20.0 m a cada lado del eje de trazo de nuestra obra.

Para el caso del "VIADUCTO LA MARQUESA", fue necesario establecer 40.0 m a cada lado del eje de trazo.

La amplitud mínima del Derecho de Vía se encuentra fundamentada en el Artículo 2º de la Ley General de Vías de -- Comunicación de la Ex Secretaría de Comunicaciones y Obras -- Públicas, por la que declara y señala formalmente como Derecho de los Caminos Federales de la República ya construidos -- a la fecha, una Amplitud mínima Absoluta de 20.0 m a cada lado del eje del Camino, la cual podrá ampliarse en los lugares en que esto resulte indicado por las necesidades técnicas de los mismos Caminos, por la Densidad del Tráfico o por -- otras causas similares, según Acuerdo del Titular de la Cita da Secretaría de fecha 10 de Noviembre de 1955, publicado en el Diario Oficial de la Federación el Lunes 10 de Septiembre de 1956.

Como lo señala el propio Artículo, debido a la necesidad técnica, la amplitud se modifica ya sea por tratarse de -- una Autopista (Como es nuestro caso), o bien por razones de tipo topográfico, en donde los cerros de proyecto, contracunetas o cercas de protección, quedan localizadas fuera de la -- amplitud fijada.

En lomeríos la amplitud del Derecho de Vía puede por -- razones topográficas ser modificada, considerando variable -- su amplitud. En el caso de Entronques, el Derecho de Vía es de 20.0 m considerado hacia afuera del trazo de los ramales.

El aspecto estético del camino, es necesario analizarlo desde el inicio del proyecto, logrando así la debida integra

ción de la obra en el marco natural; de tal modo que todos-- sus elementos formen parte del paisaje.

Al lograr que un camino sea parte integral del paisaje, se reducen o eliminan ciertos riesgos como son la monotonía, que trae como consecuencia el aburrimiento y adormecimiento de los conductores con resultados algunas veces fatales.

De acuerdo a lo señalado anteriormente, es indicado estudiar la conveniencia de establecer miradores dentro del -- Derecho de Vía o fuera del él, en donde el usuario del camino pueda estacionarse y gozar de esas vistas o en su caso captarlas desde el vehículo en movimiento.

3.2.0.0. ADQUISICION DE PREDIOS.

Una vez contando con la Autorización Gubernamental para la Construcción de una Obra, se hace el Levantamiento de los planos del Derecho de Vía, en donde se delimitan las áreas -- por adquirir y que corresponden a los tres regímenes de propiedad existente: PARTICULAR, EJIDAL Y COMUNAL.

Para el REGIMEN PARTICULAR O PRIVADO, a través de la -- Dirección General de Asuntos Jurídicos, se hace el trámite -- de Expropiación, culminando con un Decreto Expropiatorio que promulga el C. Presidente de la República y que se Pública -- en el Diario Oficial de la Federación, surtiendo efectos de notificación a los Propietarios después de la segunda publicación.

El trámite de Expropiación de Terrenos EJIDALES O COMUNALES, se hace mediante solicitud presentada a la Secretaría de la Reforma Agraria.

El Decreto de Expropiación se hace después de que esta--

Dependencia cumple con sus trámites internos.

Una vez que se cuenta con el plano de Levantamiento de la propiedad privada y a fin de cubrir el pago de las Indemnizaciones que en Derecho corresponden a los poseedores de predios en el Derecho de Vía de un Camino, es por conducto de la COMISION NACIONAL DE AVALUOS DE BIENES NACIONALES, -- quien Dictamina el monto a Indemnizar por los Bienes distintos al Terreno y al Bien Inmueble.

Tratándose de terrenos adquiridos por Vía del Derecho Público (EXPROPIACIONES), La Comisión de Avalúos de Bienes Nacionales practica Los Avalúos que se requieren, fundando los en lo dispuesto por el Artículo 10 de la Ley de Expropiaciones, señalando como monto de Indemnización, los valores Catastrales de los predios afectados, que se encuentran registrados en las oficinas respectivas de las Entidades Fedrativas.

En ocasiones el Dictamen de Avalúos de Inmuebles no es aceptado por los propietarios, en estos casos además del Gobierno Federal, ha intervenido el Gobierno Estatal a fin de que mediante convenios se reconsideren los Dictámenes, lográndose que el valor de la Indemnización sea más justo y así obtener el pronto despeje del Derecho de Vía.

Otra fórmula ha consistido en que las Empresas Constructoras Financien el pago de Indemnización (Como en el caso de la Obra en cuestión), para que el dueño del Inmueble resuelva pronto su Reubicación.

La liberación del Derecho de Vía en la zona Conurbada denominada San Lorenzo Acopilco, en donde ya existían Líneas de Conducción Eléctrica, Conductos de Petróleos Mexicanos y Ductos de Agua Potable, fue mayor el costo de la Liberación debido al conjunto de instalaciones que ya existían.

3.3.0.0. REUBICACION DE INSTALACIONES.

Primeramente la Residencia de Construcción que representa en el lugar de la Obra a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, contando con el plano definitivo de la Obra por Construir, procederá a identificar las Instalaciones que bloqueen directamente a la Obra, enviando un Croquis de Ubicación de cada una de las Líneas, a las Compañías o Dependencias correspondientes y un oficio solicitando la Reubicación de las mismas con su presupuesto correspondiente. Lo anterior en caso de que sea procedente se realiza con la finalidad de cubrir el pago respectivo de los trabajos, a través del sistema denominado "COMPENSACION DE ADEUDOS". En el presupuesto se debe señalar el material empleado, la mano de Obra y el material recuperable.

Una vez que la Residencia de Obra, cuente con el presupuesto respectivo, éste deberá remitirse con carácter Urgente a la Subdirección Técnica (At'n Oficina de Derecho de Vía), para hacer el trámite de aprobación por parte del Director General de Carreteras Federales.

Posteriormente, la Oficina de Derecho de Vía elabora un oficio del C. Director General para el C. Gerente de Distribución correspondiente de cada Compañía o Dependencia, donde es señalado que el importe del presupuesto se cubra a través del sistema de COMPENSACION DE ADEUDOS.

Una vez realizado el oficio correspondiente, se espera la contestación y el visto bueno, así como su aceptación de la Compañía o Dependencia.

Con la firma del C. Director General de Carreteras Federales, se remite el presupuesto aprobado mediante oficio a la Dirección de Asuntos Jurídicos, para su trámite de pago.

La Dirección General de Asuntos Jurídicos, efectúa el trámite de pago del presupuesto, por conducto del sistema de COMPENSACION DE ADEUDOS de la Secretaría de Hacienda y Crédito Público.

Se deberá cuidar que la entrega de la documentación señalada anteriormente se realice dentro de la vigencia del presupuesto respectivo, misma que generalmente es de 60 días hábiles, contados a partir de la fecha de su formulación.

La elaboración de éste trabajo es básicamente la de describir los procedimientos constructivos que se emplearon para la construcción del puente identificado con el nombre de "Viaducto La Marquesa" ubicado entre los kms 6+370 al 6+700 de la carretera México-Toluca, en el tramo de la Venta-La Marquesa, con origen de kilometraje en el Parque Nacional "La Marquesa".

Por lo anterior y debido a que el puente esta formado por 2 cuerpos separados e independientes y para mayor facilidad de interpretación en cuanto a la ubicación de cada uno de los elementos que forman el puente, se denominará a cada cuerpo: cajón no. 1 y cajón no. 2, derecho e izquierdo, interior y exterior respectivamente, visto en el sentido ascendente del cadenamiento.

CAPITULO No. 4

INFRAESTRUCTURA

4.0.0.0. INFRAESTRUCTURA

4.1.0.0. INTRODUCCION.

En la estructura de un puente distinguimos tres partes fundamentales: La superestructura, la subestructura y la cimentación. La primera es la que permite a los vehículos salvar el obstáculo, la segunda soporta y eleva a la superestructura sobre el terreno natural, la última es la que transmite las cargas al terreno.

La cimentación es fundamental para la estabilidad de la obra. Alrededor del 90% de los colapsos de puentes pueden explicarse por la socavación de sus cimientos. Por otra parte, la deficiencia de capacidad de carga en los estratos, ocasiona hundimientos, inclinaciones y otras anomalías que pueden demeritar seriamente la integridad de la estructura.

Para proyectar cimientos que tengan un buen comportamiento es preciso contar con estudios adecuados del suelo. Las características de la cimentación de un puente quedan definidas por la magnitud de las cargas por transmitir, por la estratigrafía del suelo en el sitio y por la profundidad de socavación.

De acuerdo con los factores arriba mencionados se definen dos tipos de cimentaciones: Las superficiales o someras y las profundas. Estos tipos difieren en su procedimiento constructivo y en su comportamiento mecánico.

En este tema hablaremos únicamente de la cimentación profunda utilizada en el puente "Viaducto La Marquesa".

Para poder proyectar el tipo de cimentación que más garantizara la estabilidad de la estructura, fue necesario desarrollar un programa de exploración geotécnica, que propor

cionara la información necesaria para conocer las condiciones estratigráficas del sitio. Este programa se dividió básicamente en dos etapas:

Una primera etapa de investigación preliminar, que permitió identificar superficialmente las características geológicas del lugar, es decir, localizar posibles fallas, fracturas, taludes inestables o zonas erosionables.

La segunda etapa fue una investigación a detalle, en donde se consideró que tratándose de una cimentación de una estructura muy importante, fue necesario poner especial atención en las pruebas de campo las cuales nos arrojaron información que nos permitió llegar a la siguiente conclusión:

La zona donde se ubicará el puente está conformada por - escurrimientos glaciares conocidos comunmente como MORRENA, - y aunque sus estratos son muy variables en distancias muy - cortas se pudo observar que para el área donde se ubicaron - los elementos de apoyo, predominan los boleos empacados en - arcilla café clara a oscura de baja compacidad, en donde - los espesores de sus estratos varían entre los 12 y los 20 - m de profundidad. Posteriormente se localizó una arcilla - compacta de color café.

Lo anterior nos ayudó a definir con certeza una cimenta - ción profunda a base de pilotes colados en el lugar y pilo - tes de concreto reforzados precolados para los apoyos No. 1, 2, 3 y 7 y cimentación superficial para los apoyos No. 4, 5 - y 6.

Una vez que se definió el procedimiento constructivo pa - ra realizar la cimentación en cada uno de los elementos de - apoyo, se hace el replanteo del trazo sobre el terreno natu - ral de cada una de las áreas de apoyo de nuestra estructura, para que de esta manera se construya un camino de acceso que

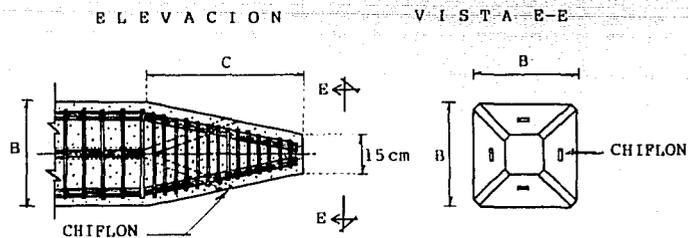
entrelace a los apoyos extremos del puente (E-1 y E-7) y que además comunique entre sí a todos y cada uno de los apoyos intermedios. La principal función que tiene este camino de acceso, es el de permitir el tránsito a través de la barranca a todo el equipo necesario en cada frente de trabajo, así también el camino de acceso podrá ser utilizado para transportar a toda la mano de obra y materiales de construcción que demande el proyecto ejecutivo.

Una vez que se ha construido un acceso franco a cada área de trabajo, iniciaremos la construcción de la cimentación como se describe a continuación:

4.2.0.0. PILOTES DE CONCRETO REFORZADO PRECOLADOS

4.2.1.0. GENERALIDADES.

Los pilotes precolados, cuyas características generales se ilustran en la Fig. (1), se emplean para soportar cargas combinadas verticales y laterales en diversos tipos de estructuras.



Punta
 Si B=40, C=60
 Si B=45, C=70
 Si B=50, C=75

FIGURA NO. 1

Los pilotes deben reforzarse para resistir los momentos flexionantes debido al manejo, a esfuerzos combinados axiales y de flexión causados por el hincado y por las cargas estáticas y a los esfuerzos de tensión ocasionados por el izado.

Los pilotes llevan mayor refuerzo transversal en los extremos, porque en estos tramos se concentran los esfuerzos generados durante el hincado. Se acepta que los esfuerzos dinámicos debido al hincado dañan únicamente al extremo superior del pilote. En pilotes de concreto reforzado se recomienda absorber estos esfuerzos en una longitud adicional de pilote, la cual se destruye después del hincado; esta longitud será como mínimo de 1 m.

Cuando las condiciones del terreno lo requieren, los pilotes van provistos de puntas metálicas para facilitar su penetración, Fig. (2).

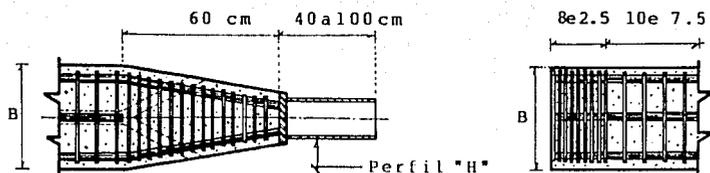
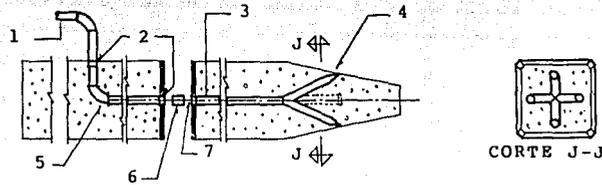


FIGURA NO. 2

De ser necesario, por una tubería en el centro del pilote se inyecta agua a presión (chifloneo), que sale por una boquilla en la punta para erosionar el material adyacente y lubricar las paredes del pilote, facilitando así el hincado. (Fig. 3). Como estas boquillas se tapan fácilmente, es usual-

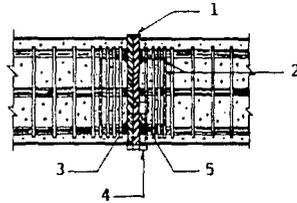
localizarlas en las caras laterales del pilote, con resultados muy satisfactorios.



- | | |
|------------------------------|--------------------|
| 1. Tubo Alimentador de Agua. | 5. Codo de 90°. |
| 2. Cople. | 6. Niple de Plomo. |
| 3. Tubo de 5 cm. (2") Ø. | 7. Cople. |
| 4. Tubos de Salida de Agua. | |

FIGURA NO. 3

Los pilotes pueden construirse en secciones; ya sea por limitaciones de espacio en las piloteadoras, o para facilitar su manejo. Estas secciones o tramos de pilote se conectan con juntas metálicas, cuyos detalles pueden verse en la Fig. 4.



- | |
|---|
| 1. Pls. de 40.6 x 40.6 x 2.5 cm. |
| 2. Marco Formado por 4 Pls. 10.2x1. |
| 3. Soldadura de 3mm a 45°. |
| 4. Placa de 2.5 x 40 cm. |
| 5. Guías Formadas por Pls. de 3.8 x 1.9 x 8.0 cm. |

FIGURA NO. 4

Tales juntas son más resistentes a la flexión y al esfuerzo cortante que el mismo pilote; sometidas a pruebas de percusión con martillos de alta energía no han presentado deterioro alguno ni aún después de 6,000 golpes.

El empleo de estas juntas permite manejar los pilotes en tramos cortos (8 al 12 m) , reduciendo el esfuerzo necesario para izarlos y simplificar su manejo. El espaciamento mínimo entre centros de pilotes no debe ser menor de dos veces su diámetro ó 1.75 veces su dimensión diagonal y no menor de 80 cm . Otras recomendaciones establecen que los pilotes de punta se separen a no menos de tres diámetros centro a centro, y que los pilotes de fricción estén espaciados a un mínimo de tres a cinco diámetros del pilote.

Los mayores esfuerzos que deben resistir los pilotes -- ocurren generalmente durante su transporte, izado e hincado; esto requiere una armadura metálica mayor que la necesaria para su trabajo permanente.

Otro procedimiento económico, para resistir tales esfuerzos consiste en dejar un ducto en el centro del pilote y un anclaje de rosca en su punta; después de colado el concreto y ya endurecido, se introduce una barra de presfuerzo, se conecta al anclaje, se tensa a los esfuerzos permisibles del acero y del concreto y se ancla en el extremo opuesto, después de lo cual se maneja y se hinca el pilote. Ya hincado se recupera la barra de presfuerzo a fin de usarla posteriormente.

4.2.2.0. CONSTRUCCION

Este tipo de cimentación se utilizó en el parque de fabricación.

El proyecto ejecutivo marca para esta zona pilotes cuadrados de 0.40 m por lado y 21.0 m de longitud, previamente fabricados en una área destinada para tal fin y con secuencia constructiva igual a la que marca la figura No. (5), hincados con una inclinación de 30° orientada en el sen

tido en que se presente la fuerza de deslizamiento y en el sentido ascendente de la estructura en construcción.

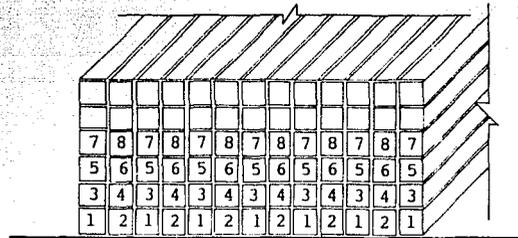


FIGURA NO. 5

Con lo anterior fue posible que se proyectara y construyera una zona que garantizara absorber los esfuerzos que se presentaran al momento de estar fabricando y colocando en su posición final a la superestructura.

Para poder alcanzar la longitud deseada en cada uno de los pilotes, fue necesario construirlos en dos secciones; - una primera sección de 14.0 m de longitud, equipada en la parte inferior por una punta de acero metálica y dos tuberías de fierro para inyección de agua a presión, ambas instalaciones, para facilitar la penetración del elemento en el estrato resistente.

Una segunda y última sección de 7.0 m de longitud -- equipada en la parte superior, con una cabeza adicional de 1.0 m de longitud, la cual absorberá los esfuerzos producidos durante el hincado, demoliéndola posteriormente al ser alcanzada la profundidad de desplante.

El concreto utilizado para este tipo de cimentación fue de $f'c=300$ kg/cm².

Antes de proceder al hincado de cada uno de los elementos en cuestión, fue necesario realizar una excavación guía de 1.0 m de profundidad delimitada perimetrálmente por un ademe metálico recuperable, evitando de esta manera cualquier desplazamiento considerable que pudiera ocurrir durante la colocación de cada uno de los pilotes.

El equipo utilizado para hincar estos elementos fue el que se ilustra en la Figura No. 6 y que se enlista a continuación:

1. Una grúa móvil montada sobre orugas
2. Un martillo delmag
3. Una resbaladera oscilante suspendida por un cable.

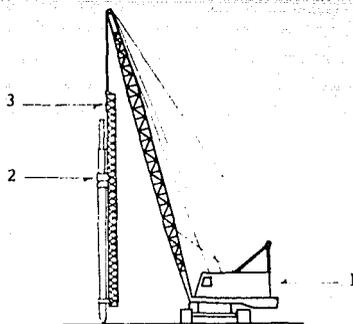


FIGURA NO. 6

Con el procedimiento y especificaciones constructivas descritas anteriormente, fue posible que se alojaron sobre el parque de fabricación del cajón No. 1 56 pilotes (Fig. No. 7); 28 pilotes de 21.0 m de longitud para el muro No. 1 y 28 pilotes de 21.0 m de longitud para el muro No. 2.

Para el cajón No. 2 se hincaron también 56 pilotes (Fig.

FIGURA NO. 7

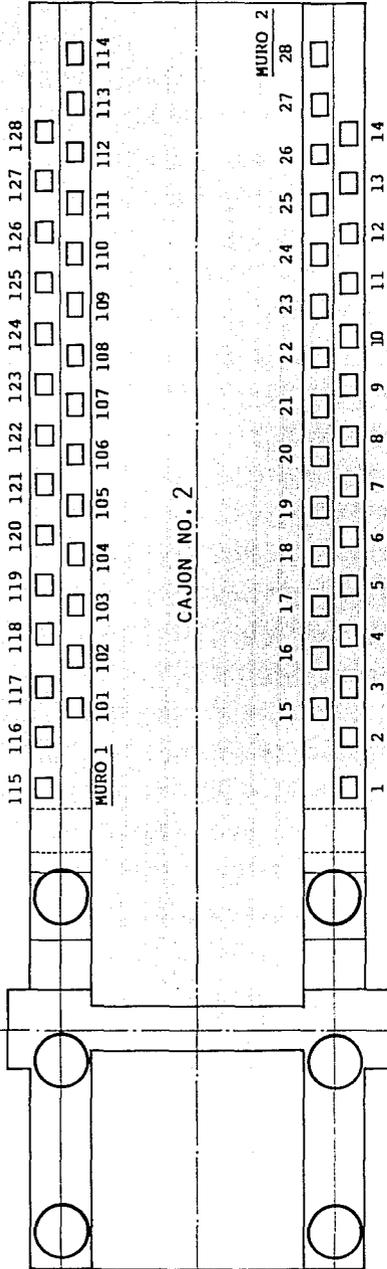
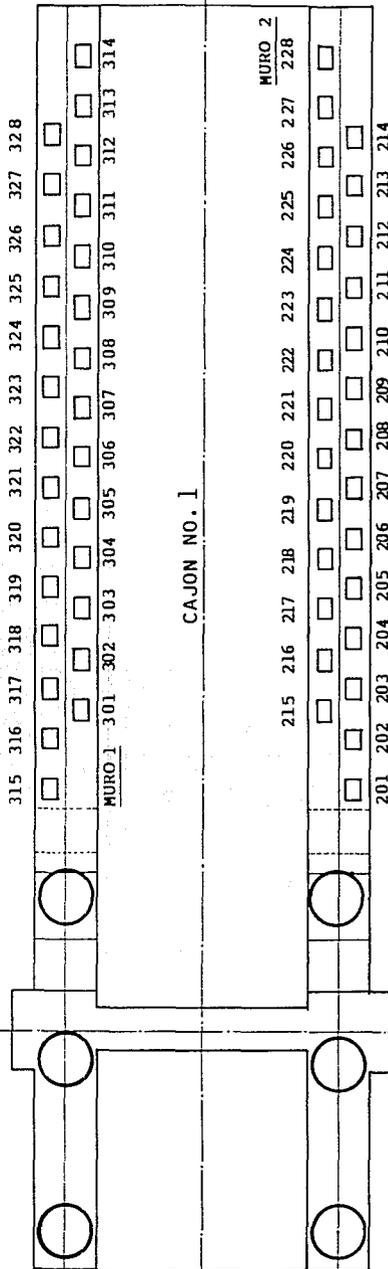


FIGURA NO. 8



ZONA DE ESTRIBO No. 7 PARQUE DE FABRICACION ZONA III

No. 8); 28 pilotes de 21.0 m de longitud para el muro No. 1 y 28 pilotes de 21.0 m de longitud en el muro No. 2.

Todos los pilotes colocados en ambos cajones, fueron empotrados en el estrato resistente 1.50 m de longitud como mínimo, aún cuando en ocasiones llegaron a empotrarse hasta 3.0 m de longitud.

4.3.0.0. PILOTES COLADOS "IN SITU"

4.3.1.0. GENERALIDADES.

Debe entenderse que los pilotes cuya dimensión transversal mínima sea de 0.60 m siempre será más costoso fabricarlos con concreto colado en el lugar, utilizando como cimbra el barreno previamente excavado en el suelo o en condiciones excepcionales con ademe metálico. (a este tipo de cimentación y por su dimensión transversal se le denomina "PILA" pero para no confundirla con las pilas de la subestructura se le identificara como "PILOTE COLADO IN SITU" y su procedimiento constructivo implica básicamente tres etapas:

1. Formar por excavación o perforación un cilindro vertical que sea estable (por sí solo o con ayuda de ademe o lodos).
2. Armar el acero de refuerzo para introducirlo dentro de la perforación garantizando el recubrimiento especificado.
3. Colar el concreto en el barreno seco (Cuando no existen filtraciones), o en lodo mediante el sistema tremie.

4.3.2.0. CONSTRUCCION

Este tipo de cimentación se utilizó en el estribo No. 1,

pila No. 2, pila No. 3 y estribo No. 7. El proyecto ejecutivo para estos cuatro elementos marca pilotes de 1.20 m de diámetro y profundidades máximas de 16.0, 18.0, 22.0 y 20.0 m, respectivamente.

Con la decisión anterior se tuvieron óptimos resultados, ya que para la construcción de los pilotes no se presentaron mayores problemas, habiéndose utilizado para la perforación el siguiente equipo que se ilustra en la Fig. No. 9 y en lista a continuación:

1. Una grúa móvil montada sobre orugas
2. Una perforadora marca Watson
3. Una broca espiral con diamante tungsteno
4. Un bote cortador.

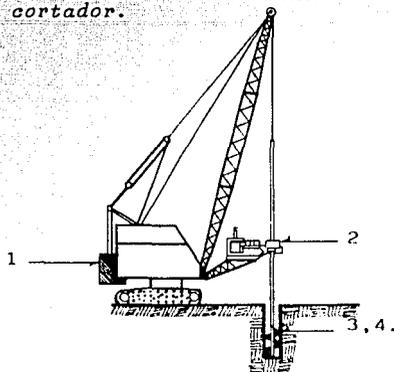


FIGURA NO. 9

La perforación del terreno natural para alojar las pilas fue alternadamente, para así evitar posibles derrumbes de la pared que conforman dos perforaciones continuas.

El concreto utilizado para estos elementos fue de $f'c =$ -

250 kg/cm² y agregado máximo de 3/4".

Antes de proceder al colocado del concreto fue necesario efectuar una limpieza cuidadosa en el fondo de la perforación, eliminando los azolves o recortes sedimentados, colocando también un ademe metálico (de 4.0 m de profundidad a partir del terreno natural), para garantizar la estabilidad permanente del terreno barrenado.

Con el fin de evitar al máximo la clasificación de los agregados por efecto de caídas libres del concreto, fue necesario utilizar para su colocación, tuberías en forma de conos segmentados conocidos comunmente con el nombre de "trompas de elefante", las cuales permiten controlar la caída libre del concreto sin rebasar las alturas máximas especificadas y que oscilan dentro del rango de 0.60 m a 1.50 m.

La separación entre pilotes es de 3.60 m en ambos sentidos de sus ejes.

El procedimiento descrito anteriormente hizo posible que se alojaran para el apoyo del estribo No. 1, 12 pilotes de longitud variable pero máxima de 16.0 m, empotrados sobre el estrato firme a una profundidad de 3 veces su diámetro, es decir 3.60 m (Profundidad mínima especificada). En la Figura No. 10 se ilustra la distribución de pilotes sobre el área del estribo.

Para el apoyo de las zapatas de la pila No. 2 se alojaron 32 pilotes; 16 pilotes para el apoyo de la zapata de pila del cuerpo izquierdo y 16 pilotes para el apoyo de la zapata de pila del cuerpo derecho, teniendo una longitud variable pero máxima igual a 21.0 m, empotrados también sobre el estrato firme a una profundidad de tres veces el diámetro del pilote, es decir, a 3.60 m de profundidad. En la Fi

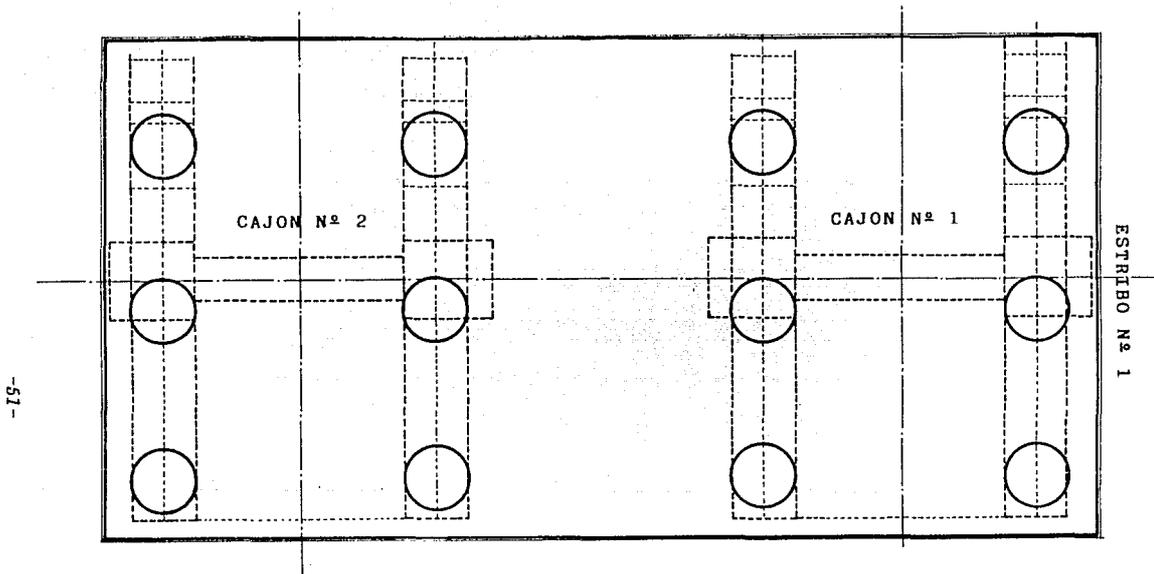


FIGURA NO. 10

gura No. 11 se ilustra la distribución de pilotes sobre el área de la zapata.

Para el apoyo de las zapatas de la pila No. 3 se alojaron 42 pilotes; 21 pilotes para el apoyo de la zapata de pila del cuerpo izquierdo y 21 pilotes para el apoyo de la zapata de pila del cuerpo derecho, teniendo una longitud variable pero máxima igual a 26.0 m , empotrados sobre el estrato resistente a una profundidad de 3.60 m .

En la figura No. 12 se ilustra la distribución de los pilotes sobre el área de la zapata.

Para el apoyo del estribo No. 7 se alojaron 12 pilotes de longitud variable pero máxima de 23.0 m empotrados al igual que los anteriores pilotes a una profundidad de 3.60 m en el estrato firme. En las Figuras No. 7 y No. 8 se ilustra la distribución de los pilotes sobre el área del caballete de estribo.

Después de haber sido colocados los elementos de la cimentación profunda en el área destinada para alojar los apoyos No. 1, 2, 3 y 7, fue necesario construir sobre los pilotes un elemento de transición capaz de distribuir proporcionalmente a cada pilote los esfuerzos generados durante la operación y servicio de la estructura.

Los elementos de transición para el caso de los estribos son comunmente conocidos como cabecales y para el caso de las pilas se conocen como zapatas.

Las dimensiones para el cabezal del estribo No. 1 y 7 son las siguientes: 1.20 x 2.50 x 40.0 m .

Las dimensiones para la zapata No. 2, son 13.0 m x 13.0 m x 3.60 m , para la zapata No. 3, 16.6 m x 3.00 m .

El concreto utilizado fué fabricado en planta y $f'c = 250$
 kg/cm^2 y acero de refuerzo de $f_y = 4200$ kg/cm^2 .

PILA N° 2

CAJON N° 1

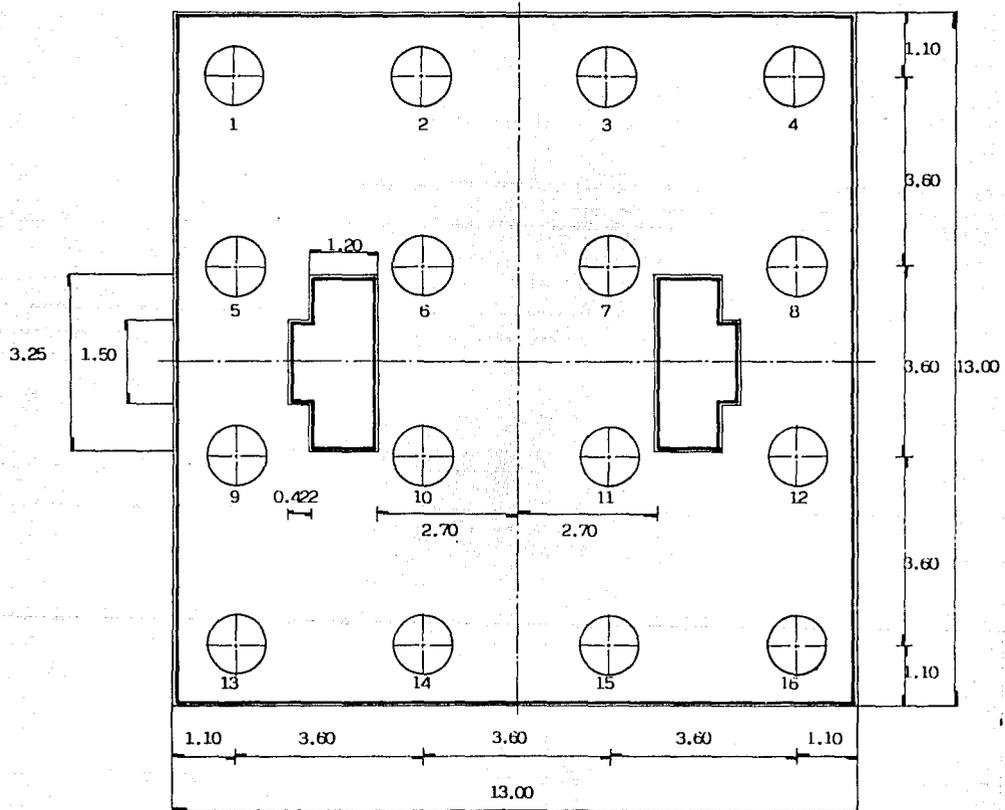


FIGURA NO. 11

PILA N° 2

CAJON N° 2

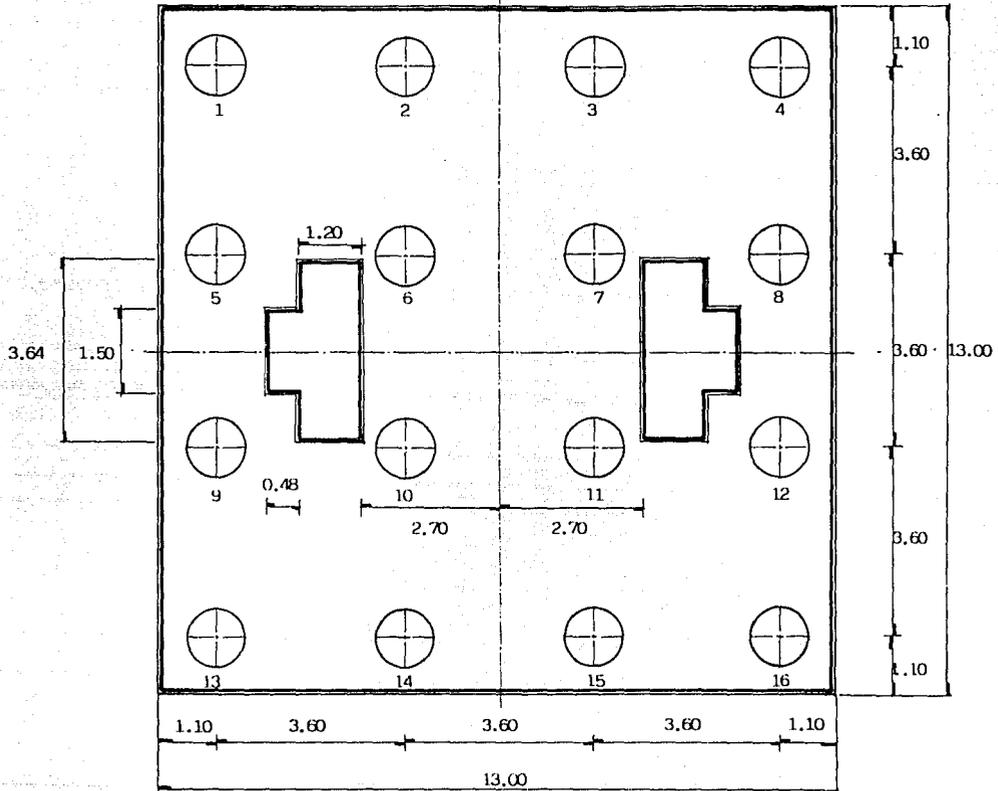


FIGURA NO. 11

PILA N° 3
CAJON N° 1

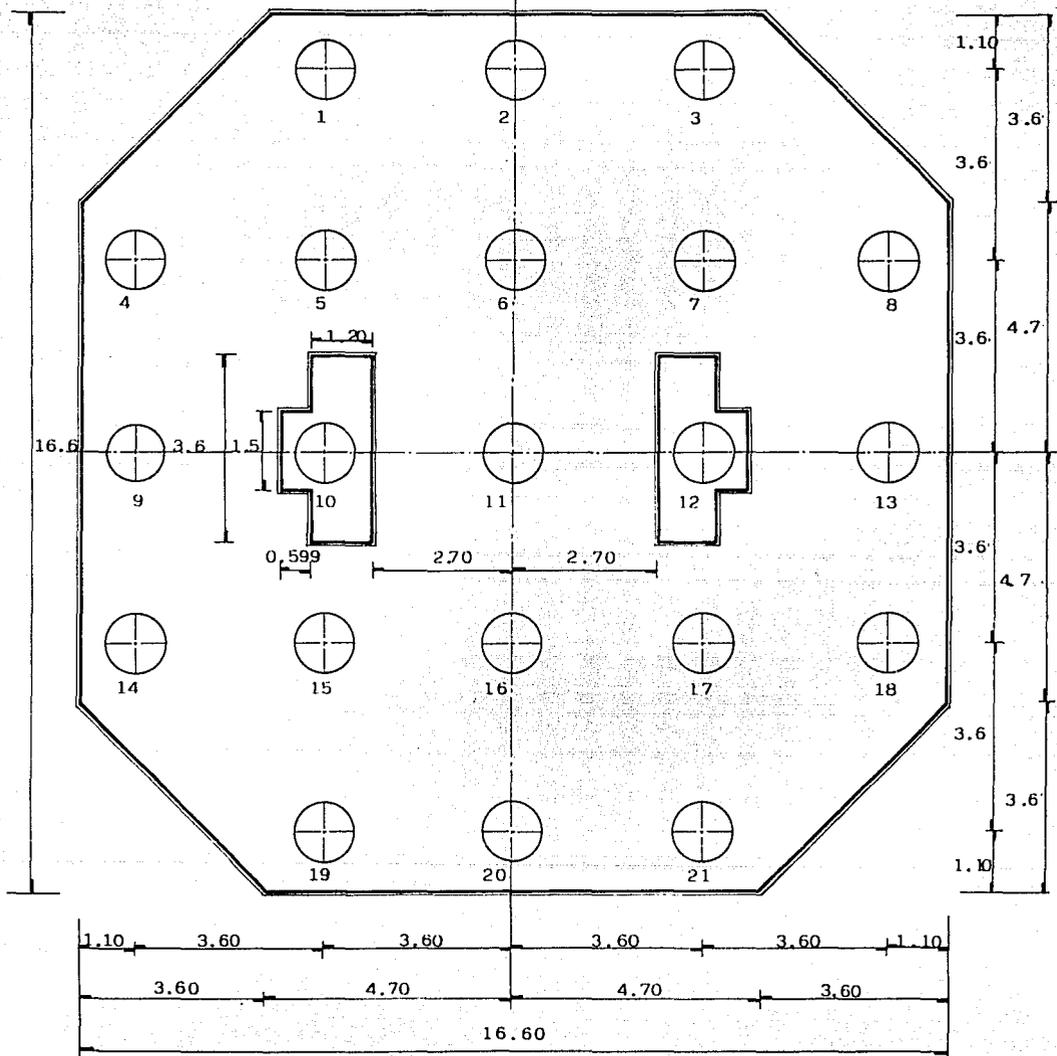


FIGURA NO. 12

PILA Nº 3

CAJON Nº 2

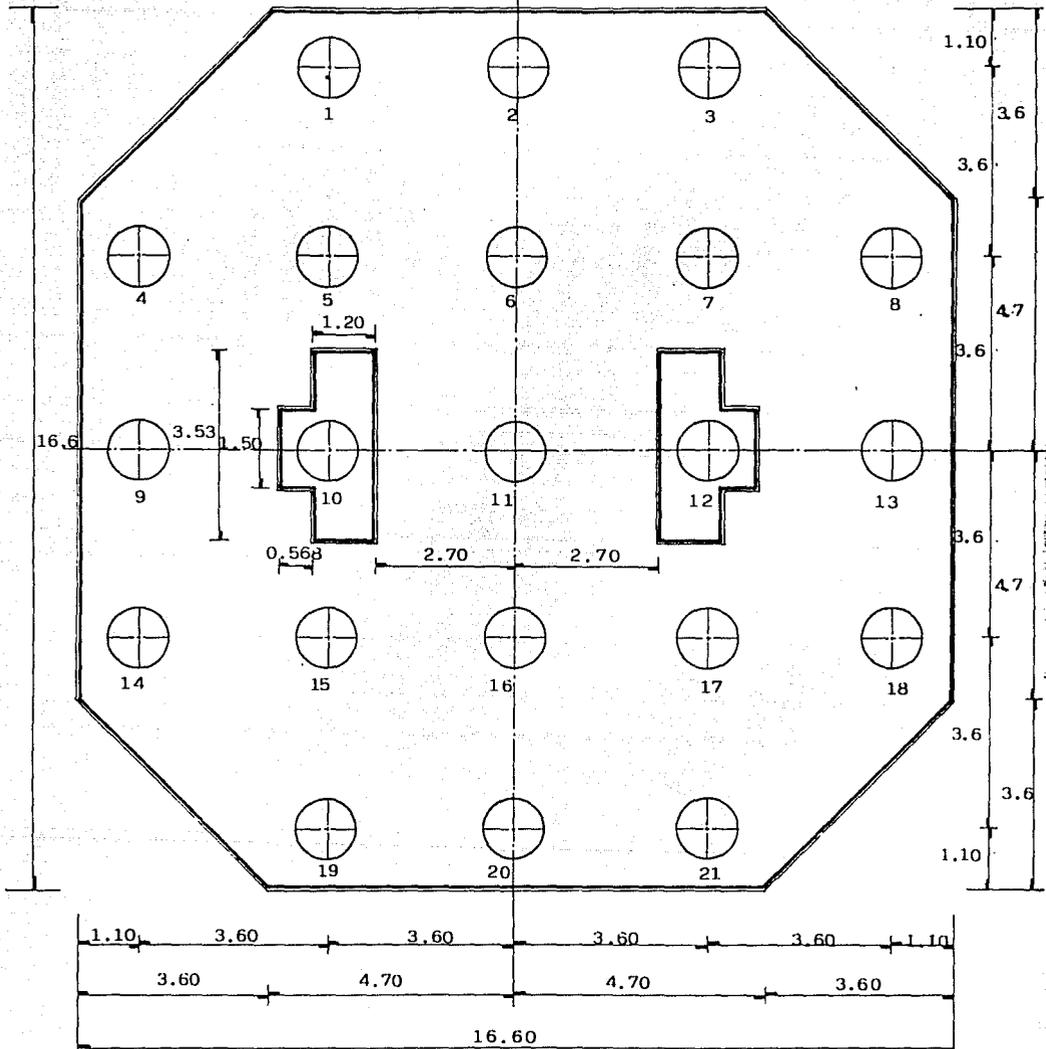


FIGURA NO. 12

CAPITULO No. 5

SUBESTRUCTURA

5.0.0.0. SUBESTRUCTURA

5.1.0.0. INTRODUCCION.

En este capítulo se describirán los procedimientos que se utilizaron para la construcción de la cimentación superficial y de los elementos que soportan y elevan a la superestructura conocidos comunmente como pilas.

Deben entenderse como cimentaciones superficiales a aquellas en que la profundidad del desplante sea igual o menor al ancho de la cimentación (con valores usualmente entre 6 y 7 m en puentes) y puede alcanzarse mediante una excavación a cielo abierto y equipo convencional.

Generalmente estas cimentaciones se construyen en seco, para lo cual, en ocasiones se realizan obras de desvío de las aguas superficiales o se achican las aguas freáticas mediante equipos de bombeo.

Generalmente las cimentaciones superficiales de concreto reforzado, son de sección rectangular y por su función estructural pueden clasificarse en: zapatas aisladas, zapatas corridas y losas de cimentación.

Con el objeto de proporcionar una adecuada fijación a la estructura las zapatas suelen ser macizas, lo que obliga en puentes de grandes claros al empleo de zapatas masivas que requieren cuantiosos volúmenes de concreto y acero de refuerzo.

Las pilas de una estructura son por lo general elementos de concreto reforzado cuya principal función es la de soportar y elevar directamente a la estructura que conformará la superficie de rodamiento (Superestructura).

Dentro de la construcción de las pilas y en especial cuando se proyectan con alturas considerables, se han utilizado novedosos sistemas de cimbrado tales como cimbras trepadoras.

La cimbra trepadora esta siempre asociada a la construcción de diferentes estructuras, considerándola como una herramienta que baja costos y fuerza de trabajo y permite seguridad en el desarrollo de las obras.

5.2.0.0. ZAPATAS DE CONCRETO REFORZADO

5.2.1.0. GENERALIDADES.

Las zapatas aisladas de concreto reforzado se proyectaron para transmitir cargas verticales al terreno natural, de tal manera que los esfuerzos producidos por el peso propio de la estructura y las cargas de servicio serán siempre inferiores a los permisibles.

La difusión de este tipo de cimentación obedece principalmente a dos razones:

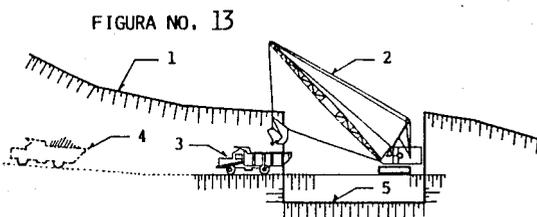
- a). A la buena calidad de nuestra superficie de desplante.*
- b). A razones de economía de la obra.*

Nuestra superficie de desplante en estos casos es generalmente normal a la dirección de la carga aplicada y la cimentación consiste en grandes dados de concreto cuyas dimensiones aseguran que el cimiento se acerque lo más posible a un empujamiento perfecto. El refuerzo de estos dados se proporciona para tomar las tensiones producidas por la contracción y por los cambios de temperatura.

5.2.2.0 CONSTRUCCION

Esta cimentación fue utilizada para los apoyos de la pila No. 4, 5 y 6 y su procedimiento constructivo fue básicamente como el que se describe a continuación:

1. Se realizó una excavación a cielo abierto con retroexcavadoras marca Link Belt LC-80 montada sobre orugas con capacidad de $1\frac{1}{2}$ Yd³, hasta el nivel de desplante deseado, posteriormente con gente a pico y pala se afino la superficie del desplante así como las paredes de la propia excavación como se muestra en la Fig. No. 13.



1. TERRENO NATURAL.
2. DRAGA CARGANDO CAMION DE VOLTEO.
3. CAMION CARGANDOSE.
4. CAMION CARGADO CON PRODUCTO DE LA EXCAVACION.
5. NIVEL DE DESPLANTE DE LA ZAPATA.

2. Se construyó una plantilla de concreto simple de $f'c=150$ kg/cm² con la finalidad de dejar bien definida la zona de desplante y brindar mayor facilidad para el habilitado y colocación del acero de refuerzo.
3. Se procede a la colocación del acero de refuerzo en forma de parrillas - una superior y una inferior - al mismo tiempo que se habilita y coloca la cimbra.
4. Finalmente se procede a colar el elemento mediante un sistema de bombeo acondicionado para tal fin, desde el estribo No. 7.

El concreto utilizado para este tipo de cimentación fue de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

En general no se presentaron mayores problemas al respecto, habiéndose trabajado prácticamente en seco.

Con el procedimiento y especificaciones constructivas descritas anteriormente, fue posible que se alojaran para el apoyo de la Pila No. 4 dos zapatas de concreto reforzado; -- Una zapata para la pila del cuerpo izquierdo y Una zapata para la pila de cuerpo derecho. Las dimensiones de cada una de las zapatas de este elemento son, $3.60 \times 13.50 \times 13.50 \text{ m}$.

Para el apoyo de la Pila No. 5 se construyeron también dos zapatas de concreto reforzado; Una zapata para la pila del cuerpo izquierdo y una zapata para la pila del cuerpo derecho. Las dimensiones de cada una de las zapatas de este elemento son, $3.60 \times 14.0 \times 14.0 \text{ m}$.

Finalmente, para el apoyo de la Pila No. 6 se construyeron dos zapatas de concreto reforzado; Una zapata para la pila del cuerpo izquierdo y una zapata para la pila del cuerpo derecho. Las dimensiones de cada una de las zapatas de este elemento son, $3.0 \times 14.0 \times 14.0 \text{ m}$.

5.3.0.0. PILAS DE CONCRETO REFORZADO

5.3.1.0. GENERALIDADES.

La disposición general para el colado de las pilas de sección rectangular mediante el sistema de "CIMBRA TREPADORA", es un procedimiento novedoso que nos permite realizar elementos de grandes alturas con tiempos relativamente cortos, - en donde la sección del elemento por construir queda bien de finido - Aún cuando ésta sea variable - gracias a sus moldes

prefabricados para tal fin.

5.3.2.0. CONSTRUCCION

Una vez construidas las zapatas y para el arranque en la formación del cuerpo de pilas, se procede a la colocación del acero de refuerzo en la primera sección, para posteriormente iniciar el montaje de la cimbra trepadora para el primer tramo del elemento en cuestión.

A continuación se describirá el mecanismo mediante el cual se desliza la cimbra hasta alcanzar la elevación deseada.

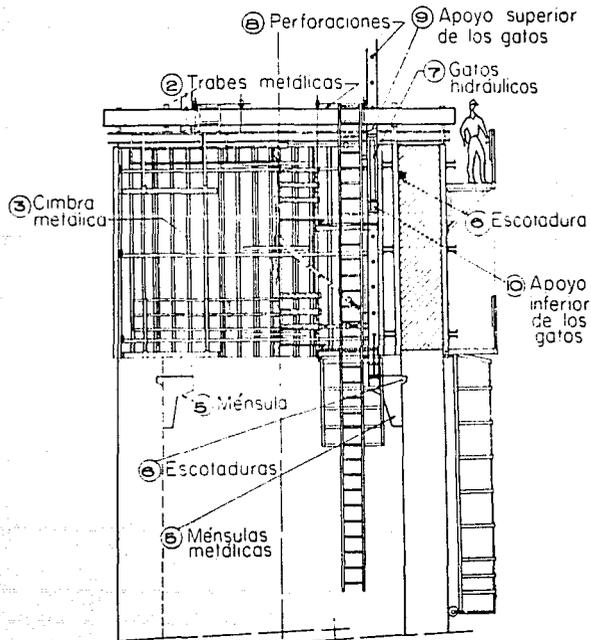
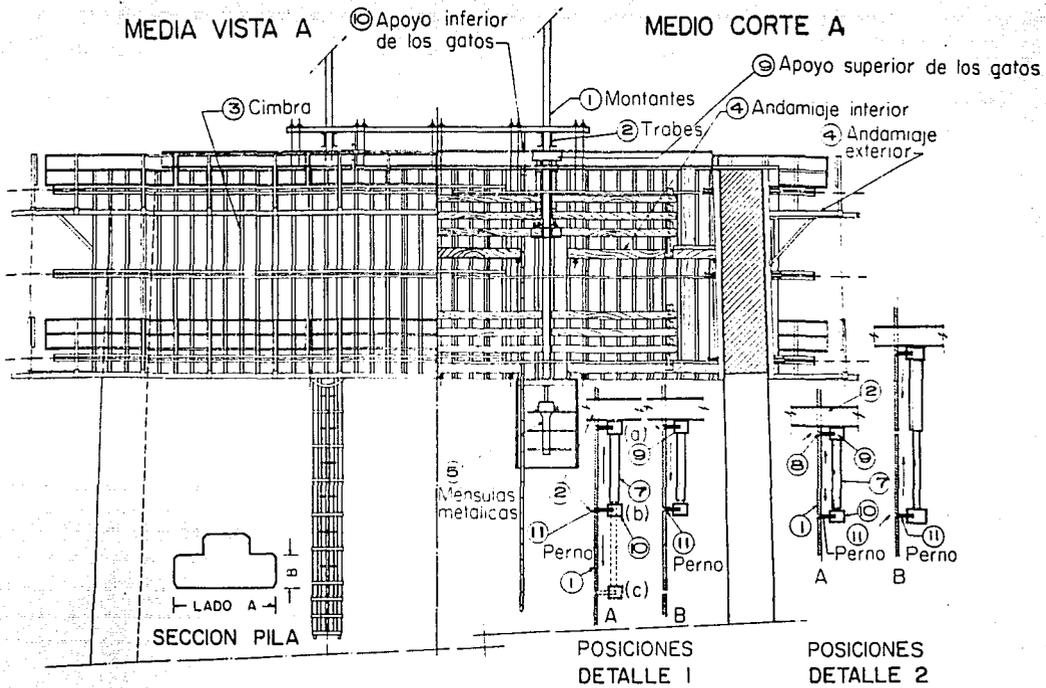
En la figura No. 14 se pueden observar los cuatro montantes (1) con los cuales se izan los moldes; para esto tienen dispositivos que actúan contra dos traveses metálicos (2), que sujetan a la cimbra también metálica (3).

Cada una de estas traveses está formada por dos canales, para permitir el libre corrimiento de los montantes (1).

Sobre las traveses se instalan otras armaduras para suspender el andamiaje de trabajo (4).

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

Como las pilas son de altura variable pero máxima de 58.836 m, por razones estructurales y económicas los montantes deben tener una altura del orden de los 10.0 m, para poder izan los moldes empleados en un colado de 3.0 m de altura y en los subsecuentes.



MEDIA VISTA B MEDIO CORTE B FIGURA NO. 14

Para ello es menester izar los montantes sucesivamente - para cada colado, apoyándolos en ménsulas metálicas (5) recuperables, las cuales tienen dos anclas que apoyan en escotaduras (Perforaciones preparadas para tal fin) que se previenen en cada colado.

Cada montante (Son cuatro), tiene dos gatos hidráulicos (7) y perforaciones a cada 50 cm en su cara coincidente de cada uno de los gatos.

Los dos gatos de cada montante, de 15 ton de capacidad - y con un pistón de carrera larga, están articulados en dos apoyos; uno superior (9) anclado a la trabe (2), y otro inferior (10). Estos gatos tienen en sus apoyos unos pernos biselados (11), empujados por la acción de un resorte para que penetren en las perforaciones (8) de los montantes.

Con lo antes dicho, se comprenderá fácilmente el mecanismo mediante el cual se izan los montantes, a fin de instalarlos en las ménsulas de apoyo (5) para que en su nueva posición puedan izar la cimbra (3) y efectuar el siguiente colado, repitiendo la operación cuantas veces sea necesario hasta alcanzar la elevación deseada en cada pila.

En el detalle 1 del dibujo No. 14, se ilustra el izado de los montantes (1); al actuar los gatos (7) contra el apoyo inferior (10), el perno biselado (11), en su posición "b", por su perfil sale de la perforación del montante (1), del cual se dibujó tan sólo una de las caras coincidente con uno de los dos gatos que actúan en cada montante - y se desplaza hacia abajo, entrando en la perforación inmediata (Posición "c").

Al enmendarse la carrera del gato, como es de inferirse, el perno en la posición "c" tiene superficie de apoyo para izar el montante; el perno de apoyo superior sale de su per-

foración y permite con ello que el montante suba, ya que el apoyo (9) queda colgado de la trabe (2), así como el gato (7) y el apoyo inferior (10).

Para el izado de la cimbra, se hace preciso girar primeramente los biseles 180° , para que el corte del plano inclinado de éstos, sea opuesta a la que se empleó para el izado de los montantes.

En el detalle 2 de la figura No. 14 se describe el izado de la cimbra; el gato (7) al ser accionado se encuentra con el perno (11) del apoyo (10) tiene la superficie de contacto necesaria para empujar en su carrera al apoyo (9), cuyo plano de corte lo hace salir de la perforación (8) del montante (1), por lo que el apoyo (9) empuja hacia arriba a la trabe (2) de la cual junto con la simétrica pende la cimbra (3). - Al llegar el apoyo (9) a la perforación inmediata superior del montante penetra en ésta y al retraerse el gato, el perno (11) del apoyo (10) 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 efectuar el siguiente colado.

Los andamios disponen de dos niveles; en el nivel superior el personal arma los estribos a medida que izan los moldes, lográndose así que las trabes metálicas no topen con los estribos durante su avance. En el nivel inferior los obreros van allanando la lechada que escurre por los paramentos del cuerpo de la pila, para mejorar su apariencia.

A partir del arranque del colado se espera de 3 a 5 hr para iniciar el despegue e izado de las cimbras trepadoras, - tomando en cuenta también que el tiempo real de colado depende básicamente de la rapidez del colado y del armado y asimismo del endurecimiento del concreto, utilizando para esto último aditivos acelerantes de fraguado.

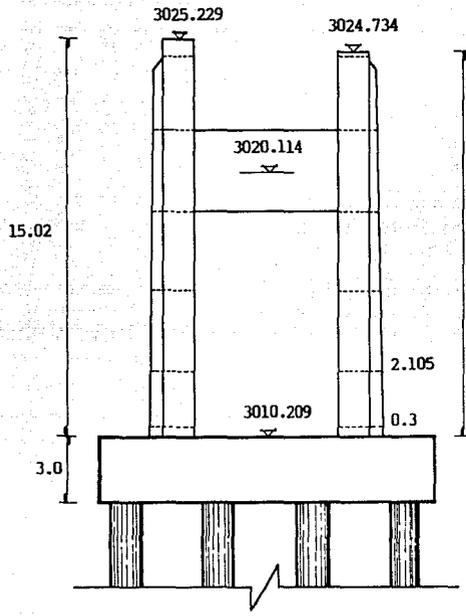
Las maniobras del vertido del concreto, transporte de personal y de otros implementos, se efectúa mediante una torre grúa.

Con el procedimiento constructivo descrito anteriormente fue posible que se construyeran 5 pilas con las siguientes - características:

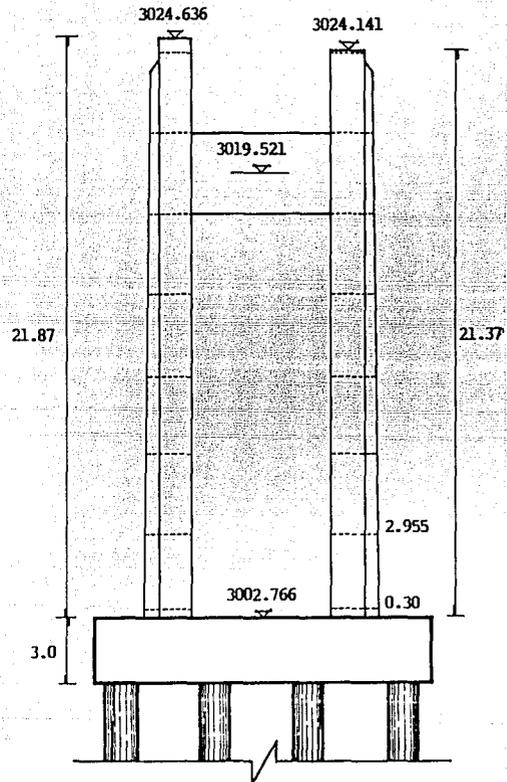
CUERPO		DERECHO	
NO. PILA	UBICACION	A L T U R A	
		POSTE DERECHO	POSTE IZQUIERDO
2	6 + 415	21.375	21.870
3	6 + 475	35.420	35.915
4	6 + 535	55.341	58.836
5	6 + 595	54.920	55.415
6	6 + 655	29.741	30.056

CUERPO		IZQUIERDO	
NO. PILA	UBICACION	A L T U R A	
		POSTE DERECHO	POSTE IZQUIERDO
2	6 + 415	14.525	15.020
3	6 + 475	31.620	32.115
4	6 + 535	50.020	50.515
5	6 + 595	55.870	56.365
6	6 + 655	31.920	32.415

P I L A N O. 2



CAJON 2



CAJON 1

FIGURA NO. 15

P I L A N O. 3

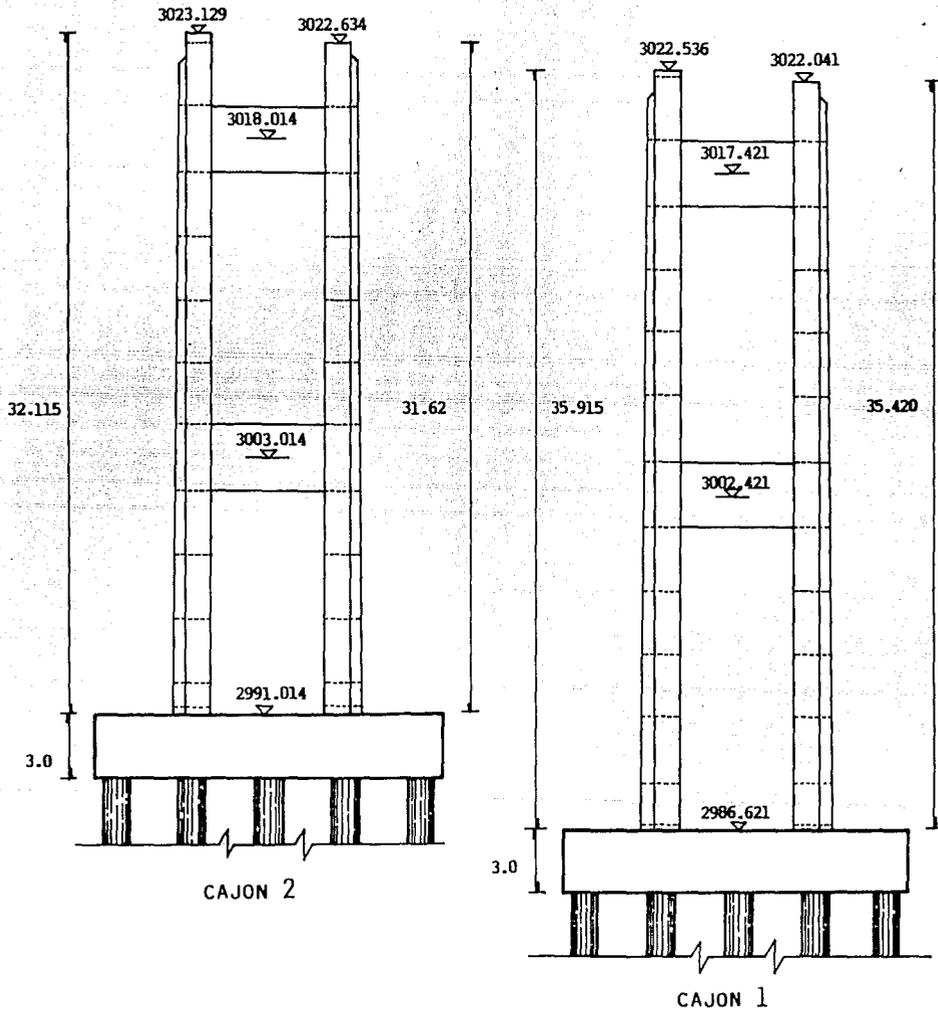


FIGURA NO. 16

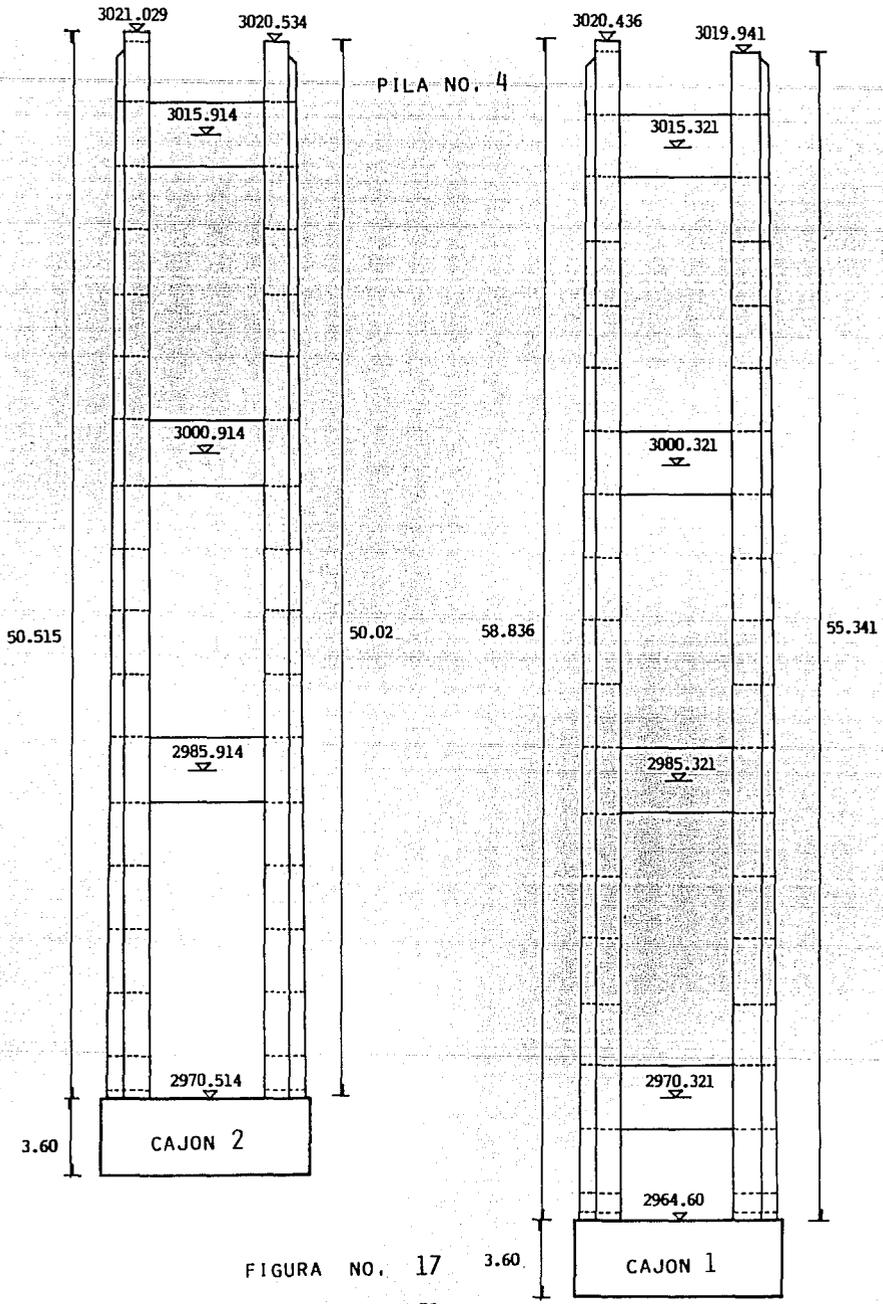


FIGURA NO. 17 3.60

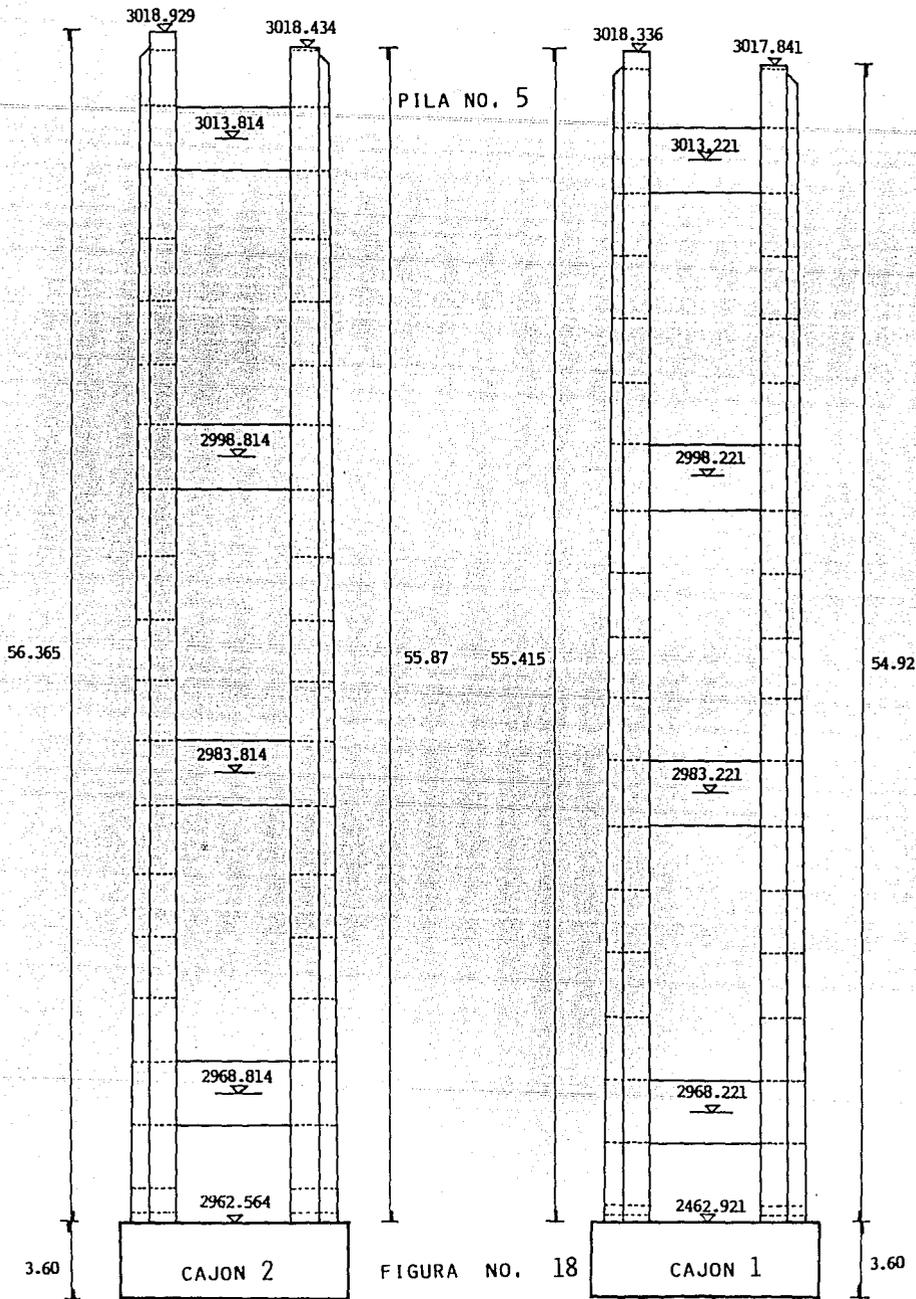


FIGURA NO. 18

PILA NO. 6

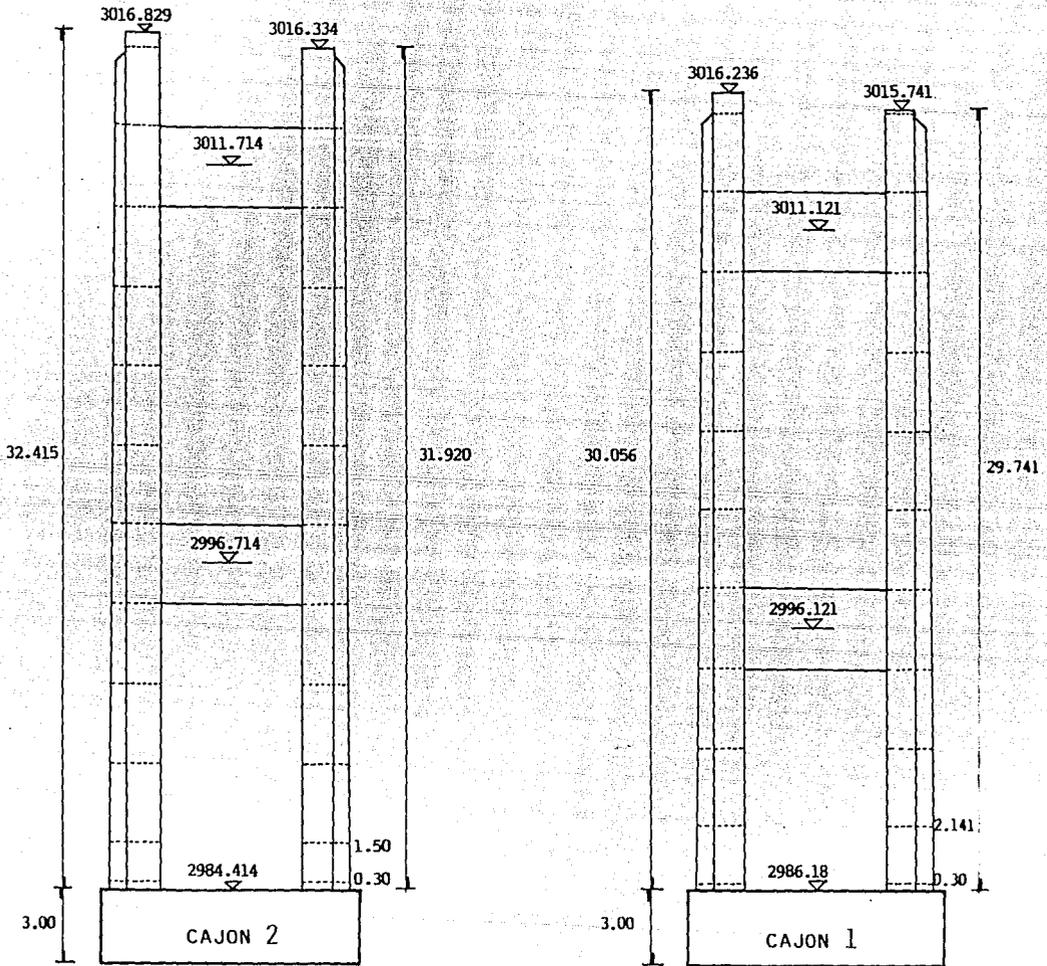


FIGURA NO. 19

CAPITULO No. 6

SUPERSTRUCTURA

6.0.0.0. SUPERESTRUCTURA

6.1.0.0. INTRODUCCION.

El Viaducto la Marquesa en la carretera México-Toluca, consta de dos cuerpos independientes. El eje de trazo en el tramo del viaducto tiene una pendiente constante de 3.5% y un radio de curvatura en planta constante de 352.591 m ; la longitud desarrollada entre puntos de apoyo sobre estribos, medida sobre el citado eje de trazo es de 330 m dividida en dos claros extremos de 45.0 m y cuatro principales de 60.0 m .

Las superestructuras son trabe - cajón continuas de concreto presforzado postensado cada una de ellas con un ancho de 16.90 m , peralte de 3.60 m y pendiente transversal de 7.5%, concéntricas con el eje de trazo y dejando un claro libre entre ellas de 5.50 m en planta, construyéndose con el novedoso sistema de "Empujado" desde el estribo lado México (E7), que es el de menor elevación, a base de dovelas de 20.0 m medidos sobre el eje de trazo en planta. Las dovelas son construidas en un parque de fabricación.

Antes de iniciar con la descripción general del sistema de empujado, se enmarcarán en un pequeño resumen los antecedentes históricos del concreto presforzado, su definición, los métodos básicos para la utilización de este novedoso sistema, el campo de desarrollo y las ventajas que presentan cada uno de ellos. Para que al mencionar el concepto "Concreto Presforzado Postensado" se tenga una idea clara de este método constructivo.

Aún cuando para la construcción del concreto presforzado mencionaremos diferentes métodos de utilización - en donde la idea principal de esta descripción es la de dar a conocer que en el concreto presforzado no existe la limitante de aplica

ción a un solo método - pondremos especial atención en el método de postensado, utilizado en el Viaducto La Marquesa.

6.1.1.0. ANTECEDENTES DEL PRESFUERZO

Aun cuando en 1866, en California, se obtuvo una patente para el material, no fue sino hasta fines de la década de los cuarentas, cuando realmente se inició el desarrollo del concreto presforzado; asimismo, contribuyó a su uso la aguda escasez de acero que se presentó en Europa al finalizar la Segunda Guerra Mundial durante el período de reconstrucción.

Generalmente se considera a Eugene Freyssinet como el "padre" del concreto presforzado. Su interés en la materia y las pruebas que realizó a principios de siglo, lo llevaron a pensar que el presfuerzo sería una proposición práctica si existiese disponibilidad tanto de acero de alta resistencia como de concreto de alta calidad. Ambos materiales arribaron lentamente; y fue hasta 1928 cuando Freyssinet logró obtener su primera patente, estableciendo así la teoría del presfuerzo. Su primera publicación sobre la materia, acertadamente se intituló una revolución en el arte de la construcción, ya que en verdad constituyó una revolución; de hecho, muchos ingenieros supusieron que era una idea novelesca que nunca alcanzaría el éxito.

Sin embargo, hubo algunos, como Magnel en Bélgica y Hoyer en Alemania, que reconocieron su futuro haciendo surgir las ideas básicas de los sistemas de presforzado en una época en que más se le requirió, es decir, después de la guerra. Se contaba ya con nuevas herramientas y materiales, por lo que fueron los ingenieros europeos quienes encabezaron este nuevo método de construcción, captando el interés del resto del mundo. En Estados Unidos, por ejemplo, se había anticipado algún uso del concreto presforzado en la construcción de depósitos para agua, tuberías a presión y pilotes, pero fue hasta 1951 cuando realmente se perfeccionó, al terminar la

construcción de un puente, que se destaca particularmente -
por ser la primera estructura de concreto presforzado.

En 1952, en una reunión en Cambridge, fue creada una so-
ciedad internacional bajo el nombre de Federation Internatio-
nale de la Précontrainte (FIP). El objetivo principal de es-
te grupo de ingenieros visionarios era el de diseminar el -
mensaje e iluminar el mundo acerca del concepto relativamen-
te desconocido de la construcción con concreto presforzado,-
lo cual se llevaría a cabo alentando la integración de gru -
pos nacionales en todos los países que tuviesen particular -
interés en el asunto y facilitando un foro internacional pa-
ra el intercambio de información. La Gran Bretaña y algunos -
otros países europeos contaban ya con su propio grupo (el -
Prestressed Concrete Development Group o PCDG), cuya labor -
había sido emprendida por The Concrete Society.

Por lo general, la labor de la FIP se realiza calladamen-
te por comisiones técnicas, quienes investigan los aspectos-
especiales de la tecnología del concreto presforzado propor -
cionando recomendaciones para métodos de diseño y construc -
ción, ya que cada cuatro años se celebra un congreso que -
atrae a la mayoría de las autoridades mundiales más relevan-
tes en la materia.

El presforzado ha hecho posible tanto la aparición de -
nuevos métodos de construcción como el que se diseñen tipos-
enteramente nuevos de estructuras, las que no hubiesen sido-
concebidas sin él. Sin embargo, existe un número limitado de
medios con los cuales se puede tensar y anclar a los cables-
y varillas, por lo que el panorama de innovación tiene que -
ser pequeño ahora. Existe todavía mucho por hacer en el tra-
bajo detallado de refinar el presfuerzo y aún más para exten-
der su uso.

Dos de las aplicaciones más desafiantes y útiles se han-

desarrollado en los últimos años para las grandes estructuras marítimas (puertos, terminales fuera de la costa, plataformas fijas y flotantes para la producción de petróleo) y estaciones de energía nuclear.

Asimismo, es posible que el concreto presforzado incrementa su participación en la construcción de puentes y los defensores del concreto de alta resistencia compitan con los defensores del concreto ligero sobre la mejor forma de proceder.

6.1.2.0. PRINCIPIOS DEL PRESFUERZO

El concreto presforzado también puede definirse como concreto precomprimido; esto significa que a un miembro de concreto antes de empezar su vida de trabajo, se le aplica un esfuerzo de compresión en aquellas zonas donde se desarrollarán esfuerzos de tensión bajo cargas de trabajo.

¿Por qué entonces preocupan los esfuerzos de tensión? Por la sencilla razón de que, aunque el concreto es resistente en compresión, es débil en tensión. Considérese una viga de concreto simple soportando una carga, (Véase la figura No. 20).

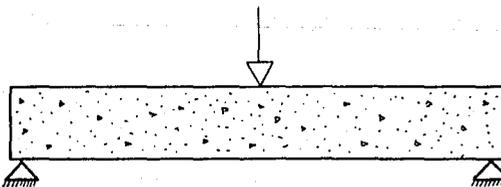


FIGURA NO. 20

Al incrementar la carga, la viga se deflexiona ligeramente y después falla repentinamente. Bajo la carga, los esfuerzos en la viga serán de compresión en las fibras superiores, y de tensión en las inferiores, (Véase la figura No. 21).

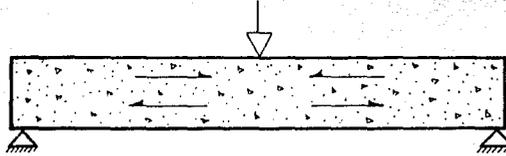


FIGURA NO. 21

Es probable que la viga se agriete en su parte inferior y sufra rupturas, aún con carga relativamente pequeña, debido a la baja resistencia a la tensión del concreto. Existen formas de contrarrestarla; con el empleo de refuerzo o presforzando.

En el concreto reforzado, en las zonas donde se desarrollarán esfuerzos de tensión bajo la carga, debe colocarse refuerzo en forma de varillas de acero, (Véase la figura No. 22).

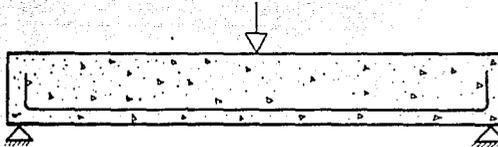


FIGURA NO. 22

El refuerzo absorbe toda la tensión y si se limita el esfuerzo con el acero, el agrietamiento en el concreto se podrá mantener dentro de los límites aceptables.

En el concreto presforzado, los esfuerzos de compresión introducidos en las zonas donde se desarrollan los esfuerzos

de tensión bajo la carga, resistirán o anularán estos esfuerzos de tensión. En este caso, el concreto reacciona como si tuviese una alta resistencia a la tensión propia y en tanto que los esfuerzos de tensión no excedan a los esfuerzos de precompresión, no podrán presentarse agrietamientos en la parte inferior de la viga, (Véase figura No. 23).

Un ejemplo cotidiano del principio fundamental del presfuerzo lo utiliza una persona que transporta varios ladrillos con el fin de acomodarlos verticalmente, uno encima del otro y soportarlos por debajo. Los ladrillos pueden levantarse y moverse en una fila horizontal ejerciendo presión con una mano colocada en cada extremo, (Véase figura No. 24).

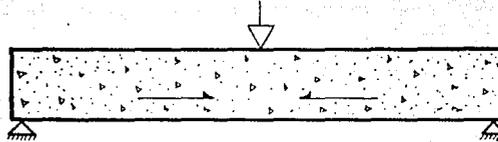


FIGURA NO. 23



FIGURA NO. 24

La resistencia a la tensión de la hilera de ladrillos es nula, pero en cuanto se aplica una presión suficiente, toda la hilera puede levantarse de conjunto. Si la presión se utiliza cerca del extremo superior, se descubrirá que la "unidad" no es muy estable y tenderá a abrirse en la parte inferior. Si la presión se aplica abajo de la mitad de la altura, será posible colocar más ladrillos en su parte superior, de tal manera que dicha unidad también soportará una carga. Mientras mayor sea la carga que se coloca encima, mayor será la presión requerida en cada extremo. También puede efectuarse una demostración sencilla por medio de unas cuantas cajas de cerillos vacías, colocadas una junto a la otra y sostenidas por una liga de hule. La magnitud de la carga que pueden so

portar varía con la presión empleada por la liga de hule.

La idea fundamental de usar varias unidades separadas se transforma en una solución estructural muy práctica, cuando es necesario salvar un gran claro. Sobre una obra falsa, se izan unidades prefabricadas de concreto, se presionan contra otras y se retira la obra falsa. Si se mantiene la presión, se tendrá un miembro capaz de soportar cargas.

Sin embargo, la flexión es tan sólo una de las condiciones involucradas, ya que también existe la fuerza cortante, la cual en una viga se desarrolla horizontal o verticalmente, dando origen a esfuerzos de tensión y compresión diagonal de igual intensidad. Como el concreto es débil en tensión, se presentarán grietas en una viga de concreto reforzado, en donde estos esfuerzos de tensión diagonal son altos, lo que normalmente ocurre cerca de los apoyos, (Figura No. 25). En el concreto presforzado se pueden calcular los esfuerzos de precompresión, de tal manera que sobrepasen los de tensión diagonal.

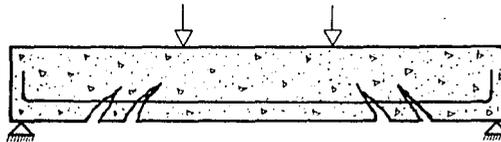


FIGURA NO. 25

Una viga presforzada sujeta a carga experimenta una flexión y la compresión interna disminuye gradualmente. Al retirar la carga, se restituye la compresión y la viga regresa a su condición original, demostrando la resiliencia del concreto presforzado. Más aún, las pruebas han demostrado que puede efectuarse un número virtualmente ilimitado de dichas inversiones de carga, sin afectar la capacidad de la viga para soportar la carga de trabajo o reducir su capacidad

de carga última. En otras palabras, el "presforzado" dota a la viga de una gran resistencia a la fatiga.

Como ya se ha mencionado, si para la carga de trabajo - los esfuerzos de tensión ocasionados por la misma no exceden del presfuerzo, el concreto no se agrietará en la zona de tensión, pero si sobrepasa la carga de trabajo y los esfuerzos de tensión resultan mayores que el presfuerzo, surgirán grietas. Sin embargo, si se retira la carga, aún después de que una viga ha sido cargada a una porción muy alta de su capacidad última, se obtiene como resultado una clausura total de las grietas, las cuales no reaparecen bajo cargas de trabajo.

Lo anterior no es, sin embargo, un método de aplicación-práctica en la mayoría de los elementos estructurales, ya que el método usual consiste en emplear "tendones" de acero-tensados que se incorporan permanentemente al elemento.

Por lo general, los tendones se forman de alambre de alta resistencia, torones o varillas, que se colocan aislada mente o formando cables. Existen dos métodos básicos para usar tendones: pretensado y postensado. A continuación se describirán con más detalle.

En el PRETENSADO, como su nombre lo indica, primero se tensa al acero entre los muertos de anclaje y posteriormente el concreto es colocado alrededor del acero y en moldes que dan la forma al elemento. Cuando el concreto ha alcanzado su suficiente resistencia a la compresión, se libera al acero de los muertos de anclaje, transfiriendo la fuerza al concreto a través de la adherencia existente entre ambos (Véase fig.- No. 26).

En el POSTENSADO, primero se coloca al concreto fresco - dentro del molde y se deja endurecer previo a la aplicación-

del presfuerzo. El acero puede colocarse en posición con un determinado perfil, quedando ahogado en el concreto, para evitar la adherencia se introduce el acero dentro de una camisa metálica protectora; o bien pueden dejarse ductos en el concreto, pasando el acero a través de ellos una vez que ha tenido lugar el endurecimiento. En cuanto se ha alcanzado la resistencia requerida del concreto, se tensa al acero contra los extremos del elemento y se ancla, quedando así el concreto en compresión. El perfil curvo del acero - lo que normalmente ocurre en el postensado - permite la distribución efectiva del presfuerzo dentro de la sección, de acuerdo con lo dispuesto por el proyectista (Véase la fig. No. 27).

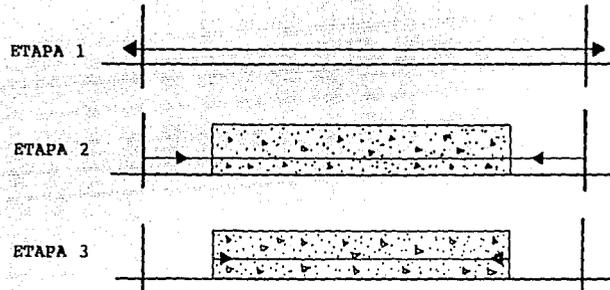


FIGURA NO. 26

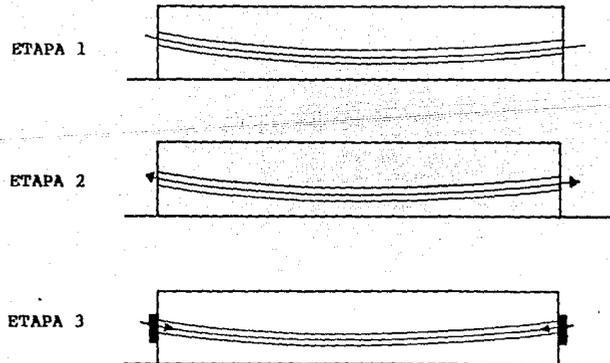


FIGURA NO. 27

Generalmente el acero utilizado en el presfuerzo es en forma de alambres de alta resistencia a la tensión estirados en frío, o varillas de aleación en conjunto para formar torones. Será conveniente definir en esta etapa los términos usuales para el acero empleados en las obras de concreto presforzado:

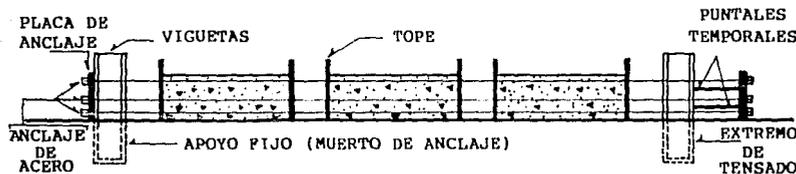
Cable: grupo de tendones.
Tendón: elemento estirado, que se usa para transmitir presfuerzo en un elemento de concreto. Los tendones pueden consistir de alambres individuales estirados en frío, varillas o torones.
Alambre: refuerzo de sección entera y que por lo general se suministra en forma de rollos.
Varilla: refuerzo de sección entera y que comúnmente se suministra en longitudes rectas.
Torón: grupo de alambres torcidos en forma de hélice alrededor de un eje longitudinal común, el cual se forma mediante un alambre recto.

Los alambres varían en su diámetro, desde 2 hasta 8 mm, pero el diámetro más pequeño de uso general para elementos estructurales es de 4 mm y puede suministrarse ya sea "como se extrae" o "prestirado".

6.1.3.0. PRETENSADO

El pretensado puede usarse en la obra cuando se requiera un gran número de unidades similares prefabricadas, pero normalmente se lleva a cabo en la planta donde ya han sido previamente construidas mesas permanentes de tensado. El método más efectivo, es el de producción a gran escala, en la que un cierto número de unidades análogas se producen simultáneamente. Los tendones de acero, que por lo común consisten de alambre para las unidades pequeñas y de torones para las más

grandes, se tensan entre las placas de anclaje situadas en cada extremo de una mesa larga de tensado. Dichas placas se encuentran soportadas por grandes secciones de acero ahogadas en un macizo de concreto (muerto de anclaje) en cada extremo de la superficie de colado. La losa en la base puede servir como puntal entre estos macizos de concreto; sin embargo, en las mesas largas de tensado, los macizos se construyen lo suficientemente voluminosos con el objeto de que sean estables, es decir, para que no resbalen o se volteen. En mesas de tensado muy largas, a veces se tienen muertos de anclaje intermedios dentro de cavidades previamente hechas, de tal manera que se puedan insertar viguetas de acero temporales para que en caso necesario, queden mesas de tensado de menor longitud. En uno de los extremos, la placa de anclaje se apoya directamente en las viguetas de acero soportantes, denominadas apoyo fijo. En el otro extremo, el de tensado, se introducen puntales de acero temporales entre la placa de anclaje y las viguetas de apoyo. Generalmente, las placas de anclaje son placas gruesas de acero con agujeros por donde los alambres o torones pueden introducirse y anclarse. Los extremos de cada unidad tienen un tope que se taladra de acuerdo con la colocación de los tendones requeridos y del diámetro de los alambres o torones utilizados. En la Fig. No. 28 se muestra la disposición típica de una producción a gran escala.



PRODUCCION A GRAN ESCALA

FIGURA NO. 28

Los torones o alambres, en el número proyectado, se arrastran a todo lo largo de la mesa de tensado, enhebrándose en los topes y en las placas de anclaje que finalmente se sujetan al apoyo fijo. En el otro extremo de la mesa, el tensado se inicia una vez que hayan sido colocados todos los alambres. Los cables se estiran para levantarlos de la mesa y aplicar la carga. Puede tomarse la lectura de la extensión y compararse con el valor calculado, pero como, de hecho, los tendones tienen libertad de movimiento - lo que no ocurre en el caso del postensado - es la fuerza en el cable la que reviste una importancia primordial. En seguida se ancla el alambre y se descarga el gato; esta operación se repite con todos los demás alambres. La secuencia del tensado no es muy importante en el pretensado, pero, como acontece con todo el presforzado, es esencial un tensado preciso.

Si se va a emplear algún refuerzo secundario, la cantidad necesaria se habrá colocado en conjunto cerca de los topes y de los tendones ensartados al ejecutarse la operación de arrastrar a los alambres por la mesa. Una vez que se ha terminado el tensado, se arregla al refuerzo en la posición debida y se ensamblan los moldes preparándolos para recibir al concreto. En el pretensado, la adherencia entre el acero tensado y el concreto es de vital importancia y en ésta, al igual que en todas las operaciones que se realicen, debe preverse que el acero quede libre de cualquier material, tal como el aceite o grasa de los moldes, que interfiera con la adherencia.

Para obtener una compactación completa del concreto, se deben emplear vibradores, ya sea internos o externos. Si los vibradores internos no se manejan adecuadamente, pueden provocar la aparición de bolsas de agua adyacentes al acero tensado, lo que reducirá la adherencia efectiva. Los vibradores externos no dan lugar a este problema, pero en cambio, los moldes requieren ser mucho más rígidos.

Como ocurre con cualquier concreto, el curado es necesario y es un proceso que en ocasiones se acelera mediante la introducción de vapor bajo una cubierta apropiada, obteniendo así una producción rápida debida a la mayor utilización de la mesa.

Cuando el concreto ha adquirido suficiente resistencia, los puntales provisionales son substituidos por gatos que pueden irse aflojando lentamente. Como el acero tensado tiende a regresar a su longitud original, la adherencia entre el concreto y el acero evita que suceda esto, de tal manera que el concreto queda sometido a compresión. Si las unidades tienen facilidad para deslizarse a lo largo de la mesa, se afloja la tensión en el acero entre ellas, lo que permite que el acero se corte sin peligro en los extremos de las unidades. En estos puntos, los tendones recobrarán su diámetro original, de modo que también existe una acción de cuña, además de la adherencia. La fuerza en cada tendón se transfiere al concreto en una cierta longitud denominada longitud de "transmisión". Esta longitud se afecta considerablemente por las condiciones de la superficie con respecto a los alambres, pero sufre menor variación si se trata de torones. Sin embargo, en cualquiera de las dos, la longitud se afecta según el grado de compactación.

Otro método consiste en que los tendones se tensan simultáneamente. En este caso, los gatos se insertan entre la placa de anclaje y las viguetas de acero en lugar de los puntales provisionales. En seguida se accionan los gatos para tensar todos los tendones, ya que los gatos se usan también para reducir los esfuerzos y normalmente constituyen parte integrante de las mesas de tensado.

En pequeñas unidades patentadas el refuerzo secundario es a menudo innecesario y existe un sistema en que el concreto se extruye en forma continua alrededor de los tendones y

posteriormente se aserra a la longitud requerida. Como al momento de cortar los alambres todavía se encuentran en tensión, tiene que haber muy buena adherencia; de lo contrario, desaparecerán dentro de la unidad.

Una vez que se hayan separado las unidades de la mesa de producción a gran escala podrán ser apiladas, pero deberán manejarse con gran cuidado, izarse en los puntos correctos y colocarse siempre adecuadamente unas encima de otras. Estas operaciones deberán ser realizadas, después de que el concreto alcance la resistencia de proyecto.

En los procedimientos descritos hasta ahora, todos los tendones se han mantenido rectos, continuamente adheridos al concreto. Aun cuando la mayoría de las unidades pretensadas se construyen de ésta manera - lo cual demuestra que es una conformación económicamente factible -, no proporciona el uso más eficiente de la fuerza de presfuerzo, en lo que respecta a miembros a flexión de sección constante.

En unidades grandes, donde es importante el peso propio, resultará ventajoso incrementar la excéntrica de los tendones cerca de la zona central del claro. La excéntrica de un tendón es la distancia desde el centro del mismo al centro de gravedad de la sección.

Si la sección de una unidad se conserva constante en toda su longitud, puede verse fácilmente que, con tendones rectos, la excéntrica es constante en toda la longitud de la unidad, ya que la efectividad de la fuerza de presfuerzo es función del producto de la magnitud de dicha fuerza por su excéntrica, pudiendo incrementarse la efectividad si se aumenta la excéntrica para el mismo valor de la fuerza. Opcionalmente, puede lograrse la misma efectividad con una fuerza menor y una mayor excéntrica. Este principio constituye el criterio fundamental del postensado, aunque es po

sible aplicarlo al pretensado si se desvían los tendones o si algunos no son adheridos al concreto.

Como los tendones se encuentran tensados entre los apoyos, solamente es necesario sujetarlos en posiciones más abajo o más arriba en puntos intermedios de su longitud, aún cuando se conserve una línea recta entre estos puntos.

El proceso de tendones no adheridos, no requiere de un equipo muy sofisticado. Se reduce en los extremos de la unidad a la fuerza de presfuerzo, introduciendo algunos de los tendones en tubos de plástico para así evitar que queden adheridos. Por lo tanto, la longitud de transmisión se inicia en el extremo del tubo. La figura No. 29 muestra como se reduce la fuerza de presfuerzo en el extremo de la unidad.

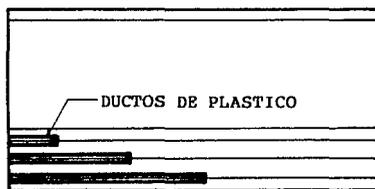


FIGURA NO. 29

El método de pretensado se adopta mejor en unidades de sección transversal pequeña, en las cuales no se puede acomodar el cable de postensado, debido a que éste es comparativamente más voluminoso. El sistema puede ser adaptado a la producción en masa de un gran número de unidades similares (sólo en el caso de que resulten muy económicas) tales como durmientes para ferrocarril, largueros de piso, vigas, unidades para pisos, postes, pilotes, etc.

6.1.4.0. POSTENSADO

El postensado puede usarse en la producción industrial - para grandes unidades prefabricadas con propósitos especiales, tanto en la obra como fuera de ella. Tal como se ha descrito para el pretensado, el uso de tendones rectos no es el modo más eficiente de utilizar la fuerza de presfuerzo al tratarse de grandes unidades. En aquellos puntos donde ocurre el momento máximo se requiere de la máxima fuerza efectiva de presfuerzo y por otra parte, la mínima fuerza de presfuerzo es necesaria donde ocurre el mínimo momento flexionante. Ello puede lograrse para una fuerza constante de presfuerzo variando la excéntrica de la fuerza, de tal manera que, en una sección cualquiera a lo largo de la viga, el efecto del presfuerzo neutralizará el efecto de la carga.

Si los tendones se localizan dentro de la sección de concreto, se colocarán con un perfil curvo, por lo que el encausado - normalmente constituido por ductos circulares metálicos preformados - debe quedar sujeto con el perfil necesario. Estos ductos deben colocarse en forma precisa y sujetarse al acero de refuerzo, que para entonces ya debe haberse puesto sobre la mesa que contiene a los moldes. El anclaje permanente en los extremos de los ductos se fija en el extremo del molde. La fig. No. 30, muestra un detalle típico del extremo de la unidad, donde se utilizan ductos preformados.

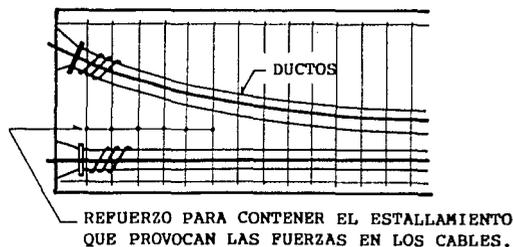


FIGURA NO. 30

Asimismo, los ductos pueden integrarse a la unidad de concreto, si se usan formas removibles sólidas o de hule inflable. Como éstas deben extraerse después del endurecimiento del concreto, el anclaje permanente no podrá colarse dentro de la unidad pero debe preverse su colocación posterior en el extremo del molde.

En caso de emplear un encamisado metálico preformado, es importante recordar que no debe permitirse que la lechada se introduzca en los ductos y, si ello ocurre, debe extraerse mientras esté en estado plástico. Debido a que los ductos se colocan en tramos, sus uniones deben ser protegidas con cintas. Aun cuando los tendones se encuentren dentro de los ductos, éstos tenderán a flotar, no obstante que hayan sido fijados con precisión en su posición. Es interesante recordar que deben permanecer en su sitio durante la colocación del concreto.

El concreto se vaciará una vez que los moldes se encuentren ensamblados. Es esencial que las unidades aún no presforzadas se curen apropiadamente para evitar el agrietamiento por contracción durante el proceso de endurecimiento. Una vez que el concreto ha adquirido resistencia suficiente, se tensan los tendones, anclándolos por un extremo y tensándolos con los gatos contra la cara del anclaje en el otro extremo, o tirando con los gatos desde ambos extremos simultáneamente. Los tendones dentro de cada ducto pueden tensarse individualmente, engancharo un gato de barra o de un solo torón a cada tendón a la vez o conectando también un gato de torón o de múltiples alambres a todos los tendones al mismo tiempo. En el postensado es muy importante verificar tanto la extensión del tendón como la carga. No es posible observar el movimiento del tendón dentro del ducto, ya que sólo puede registrarse mediante la extensión del gato. Deberán vigilarse la carga aplicada y la extensión que produce, de tal manera que cualquier irregularidad en el ritmo de la --

extensión para una cierta rapidez de los incrementos de carga pueda ser rápidamente revelada. Si en alguna parte del ducto queda atorado el tendón, la magnitud de la extensión disminuye, lo cual indica una falla y es en este momento cuando debe actuarse para su corrección.

En cuanto se haya alcanzado la carga de diseño, se registrará la extensión y, si ésta ha alcanzado el valor calculado, podrá anclarse el tendón. Nunca deberá incrementarse la carga más allá del valor especificado, especialmente si se intenta lograr la extensión requerida. Cuando los tendones se estiren separadamente, la secuencia será tal que aquellos que hayan sido tensados en primer término no interfieran con el movimiento de los que lo son posteriormente. En caso de utilizar varios cables en ductos diferentes, deberá obedecerse el orden del tensado especificado por el ingeniero, ya que si no se hace así podrá dañarse al elemento.

Una vez que los tendones han sido tensados y anclados, generalmente se llenan los ductos de una lechada coloidal de cemento introducida a presión. El objeto principal de la lechada endurecida es el de evitar la corrosión de los tendones, así como proporcionar adherencia entre los tendones y el concreto. La magnitud de la adherencia tiene poco efecto en el comportamiento del miembro bajo condiciones normales de carga, y llega a afectar tanto la naturaleza del agrietamiento que se presentaría en el caso de una sobrecarga como el factor de seguridad contra la falla de la sección.

Los diversos sistemas de tensado requieren equipos diferentes. Independientemente del sistema que se utilice, los anclajes son permanentes y forman parte de la unidad de corta longitud; su costo (así como los ductos y la lechada) sobrepasa con mucho el ahorro que se tenga en los tendones de acero en comparación con el pretensado.

En los extremos de las unidades postensadas, los tendones transmiten una gran fuerza al anclaje, el cual es de un área relativamente pequeña. El efecto que se produce es similar al de introducir una cuña en un bloque de madera y, a menos que pueda contenerse esta fuerza de "estallamiento" hasta que se disperse en la sección en el extremo de la unidad se presentará la fractura.

En los cálculos de diseño se ha prestado especial atención a esto, que por lo general, resulta en concentrar refuerzo en las zonas extremas. También el concreto en esta área deberá ser de buena calidad con una compactación adecuada, a pesar del congestionamiento del refuerzo, ductos y anclajes. En algunos casos, el bloque de extremo será prefabricado, girándolo 90° para darle mejor acceso al concreto en el momento de vaciarlo y posteriormente incorporarlo a la estructura durante la construcción.

El postensado es más flexible que el pretensado y hace más eficiente el uso de las fuerzas de presfuerzo. Las pérdidas son menores y el curvado hacia arriba de los cables en los apoyos aumenta la resistencia al cortante, aunque debe recordarse que involucra ductos y anclajes permanentes, pues de ser que el costo adicional de las unidades pequeñas no resulte conveniente por elevar el costo de la obra, pero para el caso del Viaducto La Marquesa, el costo de los anclajes y ductos - comparados con las ventajas que se obtienen - es insignificante.

Expuesto lo anterior, continuaremos describiendo los elementos más relevantes derivados del proceso de empujado como son:

6.2.0.0. ELEMENTOS QUE INTEGRAN EL SISTEMA DE EMPUJE.

El sistema de "Puentes Empujados" implica algunos elementos auxiliares necesarios para su construcción y que a continuación se describen.

- 6.2.1.0. Parque de Fabricación.
- 6.2.2.0. Nariz de Lanzamiento.
- 6.2.3.0. Dispositivo de Empuje.
- 6.2.4.0. Apoyos Deslizantes.

La primera condición imprescindible para que el proceso de empuje sea fácil, reside en la realización de un replanteo en alzado lo más preciso posible, tanto en las pilas como en el parque de fabricación. Como tolerancia máxima de error se tiene ± 1.0 mm en cualquier elemento.

6.2.1.0. PARQUE DE FABRICACION

En la zona anterior al estribo No. 7 construiremos un parque al que llamaremos de fabricación, con una área aproximadamente de 70.0 m x 60.0 m , área necesaria para alojar 3 dovelas de 20.0 m de longitud cada una de ellas. Este parque es una fosa de concreto de alta resistencia, en donde consideramos que es el punto o labor de mayor cuidado en su construcción para el correcto desarrollo del proceso constructivo, en virtud de que toda la medición y equipo usado para su conformación es de alta precisión con el fin de obtener una perfecta nivelación y planeidad de los talones inferiores que a modo de patines van a servir para deslizar el puente sobre los apoyos. Los errores de nivelación en los patines deben estar entre 0 , 0.5 y 1.0 mm ,cuanto mayores sean estos errores mayor será la fuerza de empuje necesaria por el incremento de rozamiento y en caso de que existiera alguna diferencia en las elevaciones de los patines a las establecidas en el proyecto, la estructura variará su dirección respecto a la del proyecto.

Es importante mencionar que el parque de fabricación se compone de tres partes; la zona I, donde se fabrica la parte inferior del cajón y parte de las almas. La zona II, donde se completan las almas y se construye la losa superior y la zona III que es un camino de rodadura necesario para que el puente tenga suficiente longitud y contrapeso para que no vuelque antes de que el pico (Nariz de Lanzamiento) alcance la primera pila, como se muestra en la figura No. 31.

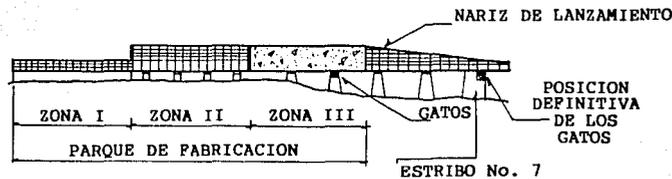


FIGURA NO. 31

De las tres zonas descritas anteriormente son esencialmente importantes los moldes (Suela Metálica) que constituyen el encofrado inferior del patín, cuya nivelación debe tener la precisión indicada. La altura del alma necesaria en la zona I corresponde a la necesaria para puentear el peso de la segunda mitad del cajón entre los apoyos puntuales deslizantes de la zona II.

El colado de la losa sección cajón es más simple en dos etapas, dado que el colado de la losa superior es más fácil construirla si el encofrado puede apoyarse en el concreto endurecido de la losa inferior. De otra manera el encofrado inferior se complica bastante.

Los encofrados metálicos o cimbras tienen sistemas abatibles de desencofrado de tipo hidráulico, con el objeto de abatir tiempo en su operación.

6.2.2.0. NARIZ DE LANZAMIENTO

Una vez construido el parque de fabricación y colados - los apoyos correspondientes, se arma lo que llamamos nariz - de lanzamiento, la cual es una estructura metálica calculada especialmente para el proceso y fabricada en dos o tres partes, unidas con tornillos calibrados para facilitar su transporte.

La función de esta estructura será la de disminuir el - cantiliver de la dovela sección cajón durante el proceso de empujado; para nuestro caso dicha nariz tiene una longitud - de 36 m aproximadamente, es decir, el 60% del claro mas largo entre dos apoyos.

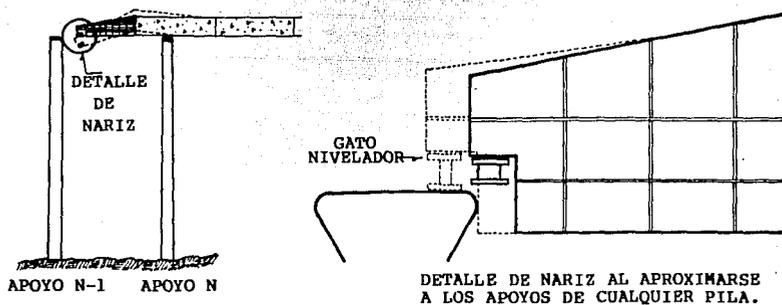
El arriostramiento transversal entre las dos vigas que - forman el lecho superior e inferior de la nariz, no debe cubrir más que las necesidades de arriostramiento al pandeo de las mismas vigas.

Las condiciones de planeidad de la parte inferior son - poco exigentes en la parte delantera pues el pico es bastante flexible cuando esta parte entra en la pila, pero cuando vamos acercando al cajón de concreto, estas exigencias - aumentan.

La cabeza inferior debe estar provista de una ala vertical - que sirve de encarrilador al cajón - sobre los topes laterales de los apoyos deslizantes.

En la parte delantera del pico de avance se instala un gato con el fin de nivelar la punta con el apoyo sobre las pilas, eliminando así la flecha de peso propio que toma la ménsula al llegar a la pila, como se muestra en la figura - No. 32.

FIGURA NO. 32



En la parte trasera se efectua la unión de la nariz con el concreto de la primera dovela. Esta unión esta ligada con anclajes de presfuerzo que han sido previamente calculados para soportar el cantiliver.

6.2.3.0. DISPOSITIVO DE EMPUJE

Este dispositivo esta compuesto por unos gatos que mueven en forma progresiva a la losa y estan absolutamente normalizados a la estructura. Este elemento se compone de un gato que levanta acoplado a otro que lo empuja sincronizadamente como se muestra en la figura No. 33.

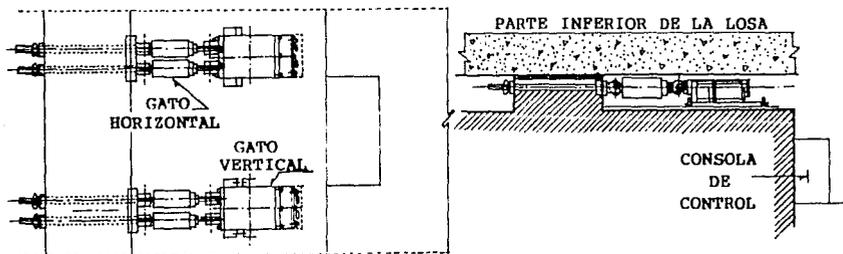


FIGURA NO. 33

La parte inferior del gato se apoya sobre teflón y -

una placa de acero inoxidable.

La activación del movimiento se hace en dos fases:

En la primera, el gato vertical levanta al puente 1 cm con lo que recibe una gran carga vertical y por tanto una gran capacidad de transmitir carga horizontal al puente por el rozamiento fuerte que tiene con el concreto. A continuación se pone en marcha el gato horizontal que empuja hacia adelante movilizándolo el gato vertical con el puente.

La carrera de este gato es del orden de 25 cm.

Una vez que se ha producido el arrastre total, el gato vertical desciende, se libera del puente y el gato horizontal puede recogerse arrastrando consigo el vertical.

La operación descrita anteriormente puede tardar un minuto y el lanzamiento de una dovela de 20 m, de 2 a 3 horas, cuando no se presenta cualquier problema que impida el lanzamiento.

El gato de empuje permite cambiar el sincronismo entre elevación y movimiento horizontal para poder mover el puente hacia atrás. También al gato de empuje se le adaptan barras o cables que permiten tirar del puente.

Esto es necesario en las primeras y últimas fases del lanzamiento.

En las primeras porque el puente aun no está situado sobre los gatos (éstos últimos se colocan siempre en el estribo) y en las últimas porque puede ocurrir que la carga de empuje sea tan grande por estar todo el puente construido, que la reacción vertical en los gatos de levantamiento, no sea suficiente para, por rozamiento, movilizar todo el puente.

te. Para el caso del Viaducto La Marquesa, en donde el sentido de empuje va encontrando pendiente ascendente, el problema se agudiza previendo con anterioridad en la última dovela al igual que en la primera, el poder jalar la estructura.

6.2.4.0. APOYOS DESLIZANTES

Durante el proceso de lanzamiento y en todos los elementos donde el puente se apoya, ya sean pilas, estribo o parque de fabricación (Salvo en zona I) debe disponerse de apoyos de neopreno-teflón, como se muestra en la figura No. 34.

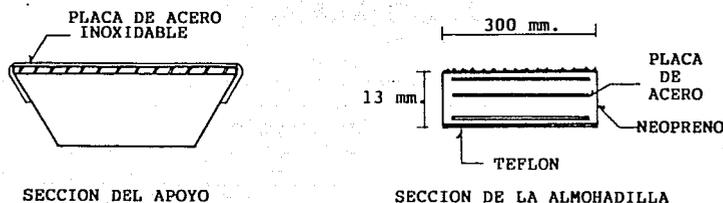


FIGURA . NO. 34

Estos pueden ser de dos tipos: provisionales o definitivos. El apoyo provisional se emplea en todas las zonas en donde definitivamente no va a hacer puente, como es el parque de fabricación. Sobre las pilas, los apoyos pueden ser provisionales y sustituirlos por los definitivos una vez que se haya terminado el puente; o disponer los apoyos definitivos a los que se añade un segundo nivel deslizante para utilizarlo durante el lanzamiento.

El apoyo provisional está formado por un bloque de concreto fuertemente armado, de 15 a 35 cm de espesor y perfecta

mente nivelado sobre el que se dispone el camino de deslizamiento y una guía lateral. El camino de rodadura está recubierto por una placa de acero inoxidable pulida y tensada. Sobre ella se disponen unas "Almohadillas" de neopreno - teflón de 13 mm de espesor. La parte de neopreno va en contacto con el puente y la de teflón con la de acero inoxidable - en el movimiento de empuje, el puente arrastra la almohadilla que caerá por delante y es introducida de nuevo por detrás.

Se ha intentado en muchas ocasiones que el cambio de almohadillas se realice automáticamente sin intervención humana y no se ha conseguido. Esto será muy ventajoso pues cada empuje supone la utilización de un gran número de personas - que además de su costo, son causa de errores humanos durante las dos o tres primeras horas que dura la operación. En la guía lateral también existen almohadillas de neopreno - teflón.

Durante el movimiento entre almohadillas y acero inoxidable se presenta un rozamiento que puede ser reducido con la aplicación de silicón, además de mantenerlas limpias de polvo o pequeñas incrustaciones de partículas ajenas a las superficies de deslizamiento.

6.3.0.0. CONSTRUCCION.

Una vez que se describió en forma aislada la función específica que realiza cada uno de los componentes descritos anteriormente, se procederá a explicar el procedimiento constructivo que se logró con ellos auxiliándose para mayor comprensión con las figuras No. 35 y No. 36, que se refieren a la fabricación de dovelas; En la zona I del parque de fabricación (1), se arma y cuele la losa inferior y parte de las almas como se muestra en la figura No. 35, sección ascirada (4)

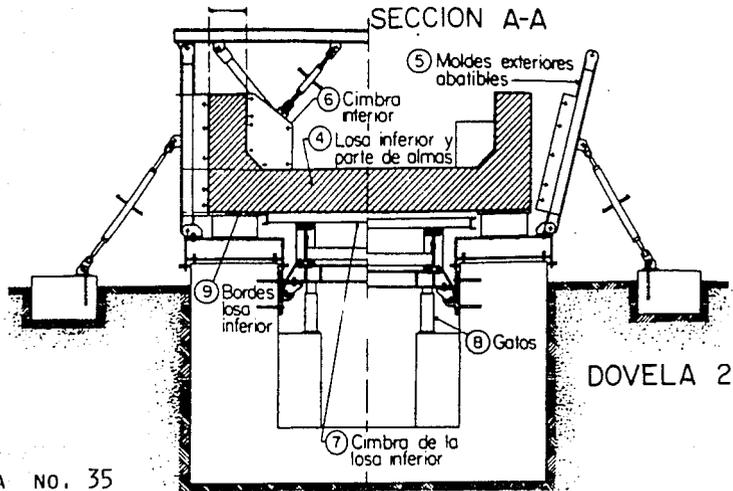
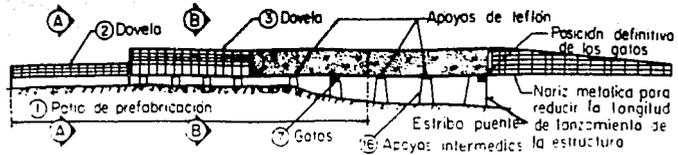


FIGURA NO. 35

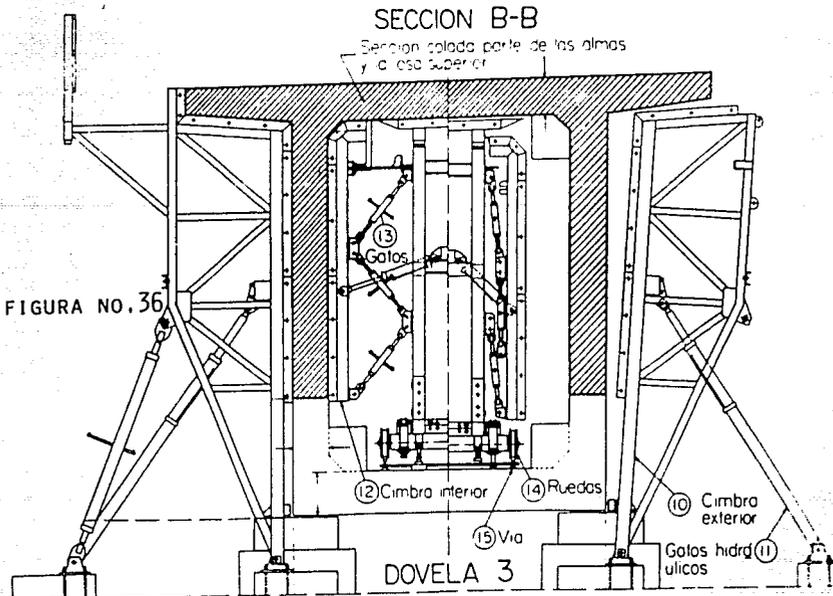


FIGURA NO. 36

para lo cual su plataforma de trabajo cuenta con una cimbrametalítica y mecanizada; la exterior (5), aunque es abatible - por la acción de un sistema de gatos hidráulicos, permanece fija durante todo el proceso de construcción. La cimbra interior (6) también metálica, es operada para su instalación y desmantelamiento por una grúa.

La cimbra metálica de la losa inferior (7), mediante la acción de unos gatos hidráulicos (8) (Después del colado y - tensado de la sección), desciende, con lo cual la losa queda apoyada de sus bordes (9) los que previamente al colado fueron bañados de diesel.

En tales condiciones, ya efectuado el descimbrado, la dovela que se encuentra en la zona I (2) pasa a ocupar el área de la zona II (3) mediante la acción del sistema operativo - del empuje que se describirá mas adelante.

Como se infiere en lo anterior, fue necesario contar con la losa inferior y parte de las almas debidamente estructuradas, a fin de que pueda sentar ésta en 6 apoyos - 3 en cada alma - los cuales serán elementos básicos para el empuje de la dovela (3) una vez que este totalmente integrada, para lo cual en estos apoyos se instalaron placas de teflón. De esto último se hablará más adelante.

En la zona II del parque de fabricación (figura No. 36), cuenta así mismo con una cimbra exterior (10) fija durante - el proceso constructivo; que puede ser abatida para efectos de descimbrado, mediante un sistema de gatos hidráulicos (11).

La cimbra interior (12) es colapsable para fines de descimbrado, mediante la acción de un sistema de gatos (13) que permiten despegar los moldes laterales que cimbran las paredes interiores de la dovela, así como los de la losa superior; el conjunto baja y se apoya en las ruedas (14) sobre -

una vía (15).

El sistema anterior se opera accionando los gatos desde una consola de mando, una vez que se coló la sección asciurada que se marca en la figura No. 36, la cimbra interior ya colapsada, es jalada hacia la dovela precedente (La dovela de la zona I), que para ello deberá estar colada. Esta dovela 2 (zona I) al avanzar llevará consigo la cimbra interior a la posición de la dovela 3 (zona II).

A la primera dovela colada y presforada (Cables de lanzamiento en un 100%), se le adicionará una nariz metálica aligerada, la cual se conecta a dicha dovela mediante cables de presfuerzo instalados en los niveles superiores e inferiores de la misma.

La finalidad de esta nariz es reducir la longitud de voladizo de la superestructura, durante las maniobras de lanzamiento.

6.3.1.0. SISTEMA DE LANZAMIENTO

Entre la dovela 3 (zona II) y el estribo No. 7, como se muestra en la figura No. 35 de la sección "Vista General de la Maniobra", hay apoyos intermedios provisionales (16), tanto para apoyar a la estructura como para apoyar provisionalmente los gatos (7) y para efectuar las primeras etapas de la maniobra, antes de ser colocados en su posición definitiva sobre la corona del estribo del puente.

Todos los apoyos de deslizado tienen 1.4 m en el sentido del puente y 0.80 m en el transversal y están revestidos con una lámina de acero inoxidable de 1.40 m x 0.40 m disponiendo de un espacio libre con respecto a la cara exterior de las dovelas de 0.30 m a fin de instalar en este una guía

de acero fundido para impedir cualquier desviación lateral - de la estructura durante el proceso de empuje (Véase figura No. 34).

Sobre los apoyos descritos anteriormente se instalan unas almohadillas de 30 cm x 30 cm compuestas por 3 placas de - acero revestidas con neopreno y que en su cara superior pre_senta una superficie rugosa para mayor agarre con la losa. - A su parte inferior - la que tiene contacto directo con la pla-ca de acero inoxidable del apoyo - más lisa, se le coloca el-teflón y se le reviste de una grasa denominada silicon, para-facilitar su deslizamiento.

Los gatos que efectúan la operación de empuje - véase - figura No. 33 son dos de acción vertical, para cada cajón - cada uno con capacidad de 300 ton , los horizontales que ac-túan en cada uno de éstos son dos con capacidad de 150 ton y carrera de 25 cm y están anclados en uno de sus extremos a una ménsula o diafragma estructurada que integra parte del - apoyo donde éstos actúan; su otro extremo está articulado al gato vertical respectivo.

La función de los gatos verticales, que tienen una cabe_za superior de 40.0 cm x 40.0 cm con superficie corrugada, es la de actuar contra la estructura, en esta forma se crea un estado de adherencia entre los gatos y la estructura de - tal magnitud, que al accionar los gatos horizontales para - repetir la operación de ascenso y desplazamiento de la losa - en forma sucesiva, se logra lanzar con incremento de 25 cm - un total de 20.0 m en el término de 2 a 3 horas aproximada_mente.

Durante cada empuje, al avanzar la estructura una de las placas de teflón es expulsada en cada apoyo de deslizado y - luego es introducida de nuevo, o sea, que siempre en cada - apoyo estarán operando como mínimo 2 placas de teflón.

Al llegar la nariz de lanzamiento a cada una de las pilas acusa una flecha del orden de 6 a 8 cm, la cual se corrige con un gato de 40 ton apoyado en la pila como se muestra en la figura No. 32 (uno para cada una de las traveses de la nariz).

Cabe hacer mención que en el inicio de la operación de empuje, la nariz se encuentra en el patio de fabricación, por lo regular atrás de los gatos verticales. Estos por lo mismo se instalan provisionalmente atrás del estribo No. 7 (Lado Tierra), y mediante 4 barras roscadas - 2 por gato -, jalarán a la nariz, y cuando ésta pasó los gatos, se repite la operación con la primera dovela, con la finalidad de evitar alguna fractura por flexión en el elemento, debido a su falta de peso.

Las barras son de 1½" de diámetro y 8 m de longitud, se conectan a los gatos horizontales; tanto en la nariz como en las primeras dos dovelas se prevén anclajes adecuados para sujetar las barras.

Al estar acabando el empujado por carencia de peso de su perestructura puede ocurrir con la dovela No. 17 lo mismo que con la primera.

Si se hace con el gato levantar 1 cm, puede ocasionar fisuras en la superestructura y se patinará.

También se colocarán barras en la dovela No. 17 para repetir la operación de jalado de la dovela No. 1.

6.3.2.0. OPERACIONES DE TENSADO

Se proyectó un sistema de cables longitudinales en la losa superior - 10 cables formado cada uno por 19 torones de -

$\frac{1}{2}$ " de diámetro, 10 cables formados cada uno por 12 torones de $\frac{1}{4}$ " de diámetro y 10 barras de $1\frac{1}{4}$ " de diámetro.

Asimismo en la losa inferior se proyectaron 10 cables, formados cada uno por 19 torones de $\frac{1}{4}$ " de diámetro, 6 cables formados cada uno por 12 torones de $\frac{1}{4}$ " de diámetro y 32 barras de $1\frac{1}{4}$ " de diámetro.

La mitad de éstos se anclan en la dovela recién terminada y la otra mitad en la siguiente. Para repetir esta operación, se precisa prolongar los primeros la longitud correspondiente a dos dovelas y así sucesivamente.

La prolongación de los cables se logra mediante acopladores que se ilustran en la figura No. 37.

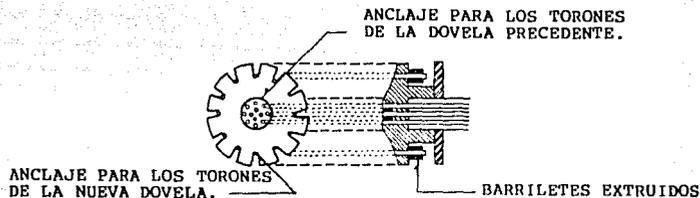


FIGURA NO. 37

Consisten en cabezas de anclaje "Tipo Estrella" que permiten; una vez anclados los torones de un cable, insertar en los recortes de estas cabezas, los nuevos torones a los cuales mediante extrusión se les acopló un barrilete que topa con las ranuras de la cabeza de anclaje.

Para efectos de carga viva, se diseñaron cables parabólicos de continuidad. Por lo largo de la estructura - 320 m. - y 340 m. cajón No. 1 y cajón No. 2 respectivamente - éstos se van trasladando, por lo que su insertado es en tramos a -

lo largo de la estructura y sus anclajes por consiguiente están ubicados según el caso, al nivel de la losa superior o la losa inferior.

Con el Procedimiento Constructivo descrito anteriormente fue posible alojar para el Cuerpo Izquierdo una Losa Sección Cajón Continua de Peralte igual a 3.60 m y longitud de 320.0 m.

Para el Cuerpo Izquierdo fué posible que se alojara también una Losa Sección Cajón Continua de Peralte igual a 3.60 m y longitud igual a 340.0 m.

CAPITULO No. 7

TERRAPLENES DE ACCESO

7.0.0.0. TERRAPLENES DE ACCESO.

7.1.0.0. INTRODUCCION.

Una vez finalizada la construcción de la superestructura (losa) de nuestro puente, se procederá a ligar los extremos - del mismo con el tramo carretero mediante unos terraplenes de acceso que propiamente son también parte integrante de la construcción de nuestra estructura, y que para este caso en particular, cada uno de estos accesos tendrá las siguientes características:

Para el caso del Terraplén de acceso en el Estribo No. 1, será construido a base de Tierra Armada, un sistema de construcción novedoso que nos permite abatir el área que ocupa el material de un talud convencional.

En el caso del Terraplén del Estribo No. 7, fue construido en su forma convencional, es decir, se construyó una estructura de pavimento con las siguientes características:

- a) Terracerías compactadas al 90% Proctor.
- b) Subyacente compactada al 90% Proctor.
- c) Subrasante compactada al 95% Proctor.
- d) Sub-base compactada al 100% Proctor.
- e) Base estabilizada compactada al 100% Proctor.
- f) Carpeta Asfáltica.
- g) Riego de sello.

Iniciaremos con describir las etapas constructivas que se siguieron para llevar a cabo la construcción del Terraplén de acceso No. 1 a base de TIERRA ARMADA.

7.2.0.0. TIERRA ARMADA

7.2.1.0. ANTECEDENTES.

La tierra armada es un material inventado por el Ing. y Arq. francés Henri Vidal el año de 1965.

Este material, compuesto fundamentalmente por dos elementos, la tierra y armaduras metálicas, ha tenido una aceptación mundial, de tal forma, que son pocos los países del mundo en donde no exista una obra construida con este material. En México, desde su introducción en el año de 1979, se ha utilizado para resolver una gran cantidad de problemas de retención de tierras. A la fecha, se ha convertido en un material clásico aceptado universalmente en los reglamentos y normas de las administraciones correspondientes.

7.2.2.0. GENERALIDADES

En una forma muy simple se puede comprender el funcionamiento de la tierra armada mediante un pequeño esfuerzo de imaginación. Supongamos un volumen de agua de una determinada altura, el cual se requiere contener. Para esto, convencionalmente se utiliza un muro de contención, ya sea de mampostería o de concreto armado, diseñado de tal forma que pueda resistir el empuje horizontal del agua sin voltearse. Imaginemos, por un momento, que logremos, por arte de magia, congelar un bloque de agua convirtiéndola en hielo y ese bloque lo colocamos para sustituir el muro de contención. Este bloque de hielo será capaz de resistir el empuje horizontal del agua en estado líquido. En nuestro ejemplo hipotético, nuestro muro de contención se convirtió en bloque de hielo y tenemos un sistema en equilibrio formado por el mismo material. Por un lado, el agua en estado líquido, produciendo el empuje y, por el otro lado, el agua en estado sólido (hielo) re

sistiendo este empuje. En una forma similar, funcionan los macizos de tierra armada. Sigue siendo tierra. Sin embargo, su estado físico se ha modificado de tal manera que esta -- "TIERRA ARMADA", es capaz de resistir el empuje horizontal de la tierra no armada. Su funcionamiento es muy simple, ya que consiste en aprovechar la fricción que se produce entre las armaduras de acero galvanizadas colocadas y el material de relleno granular, lo que nos permite contruir macizos de tierra armada que es un material compuesto que presenta una mayor cohesión con los mismos macizos de tierra inalterada no armada. Esta cohesión es proporcional a la resistencia en tensión de las armaduras y en la misma dirección resistente de las mismas, lo que nos permite diseñar obras para absorber esfuerzos en cualquier dirección. La determinación de la sección y número de armaduras necesarias, se hace por niveles y se comprueba que se cumpla la condición de adherencia en función del peso de tierras que actúa sobre la armadura y de la superficie de la misma.

El macizo de tierra armada requiere, en su paramento, un elemento que proteja a la tierra de la intemperie. Este elemento se ha construido mediante losas precoladas de concreto armado denominadas "escamas", a las cuales se sujetan las armaduras y que son los elementos visibles en los paramentos verticales de tierra armada. Estas escamas son cruciformes de 1.50 x 1.50 m y con un espesor de 18 cm, con un peso aproximado de 1 tonelada cada una.

7.3.0.0. CONSTRUCCION

7.3.1.0. OPERACIONES PREVIAS AL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA.

La ejecución de estructuras de tierra armada debe ser organizada como una obra de movimiento de tierras. El rendimiento en el montaje de las escamas y la colocación de las

armaduras correspondientes, depende muy directamente de una buena organización del movimiento de tierras.

El espesor de las capas de material es de 37.0 cm y el volumen de cada una de ellas viene determinado por la longitud y el ancho del terraplén. En el caso de existir terraplenes adicionales adyacentes y/o sobre el macizo de tierra armada, este último no debe, necesariamente, cumplir las condiciones específicas impuestas para los macizos de tierra armada, como se muestra en la figura No. 38 .

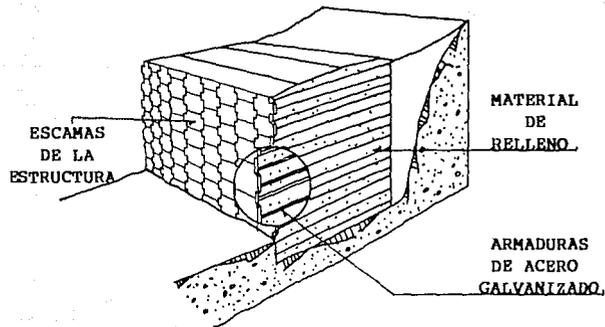


FIGURA NO. 38

7.3.1.1. ESTIMACION DEL EQUIPO NECESARIO PARA EL MONTAJE

El equipo humano que estimamos necesario por cuadrilla es:

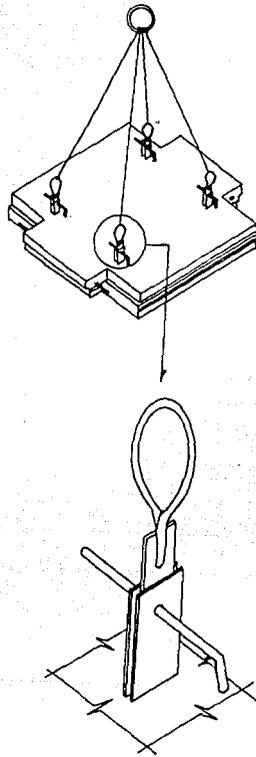
- 1 Capataz, Jefe de Grupo o Similar.
- 1 Oficial Maniobrista.
- 1 Oficial Albañil.
- 5 Peones.

7.3.1.2. ELEMENTOS NECESARIOS SUMINISTRADOS POR TIERRA ARMADA, S.A.

Además de todos los elementos prefabricados que constituyen la estructura de tierra armada y que se suministran a obra sobre camiones, TIERRA ARMADA, S.A. (Empresa que cuenta con la patente) facilitará el siguiente material de montaje:

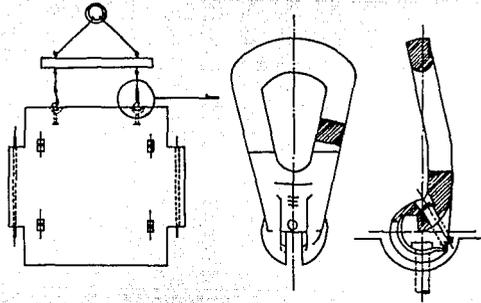
Eslínga para descarga de escama, como se muestra en la Figura No. 39.

FIGURA NO. 39



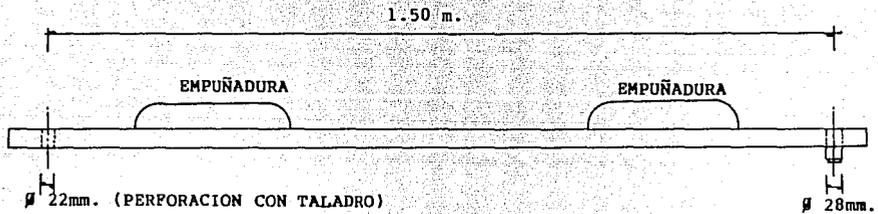
Eslínga de montaje con anillo especial de enganche a la grúa, como se muestra en la figura No. 40 .

FIGURA NO. 40



Plantilla de gálibo, como se muestra en la figura No. 41.

FIGURA NO. 41

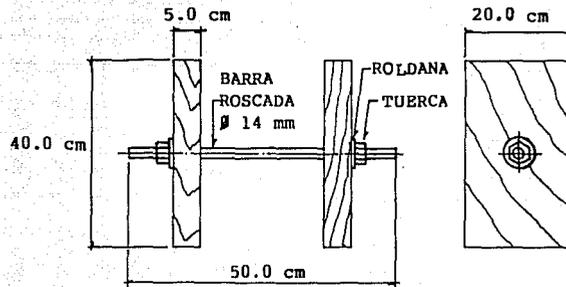


7.3.1.3. EQUIPO MECANICO Y ACCESORIOS

Una grúa móvil (Hiab) de 2 ton. de capacidad de carga - mínima.

Gatos para rigidización de escamas durante el montaje, - como se muestra en la figura No. 42.

FIGURA NO. 42



Cuñas de madera, como se muestra en la figura No. 43.

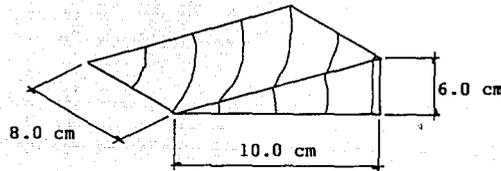


FIGURA NO. 43

Llaves Fijas del 20.

Barras de Uña.

Regla Metálica de 2,5 a 3 m.

Nivel y Plomada.

Madera para Apuntalar la Primera Fila de Escamas.

Largueros de Madera para la Estiba de Escamas, como se muestra en la figura No. 44.

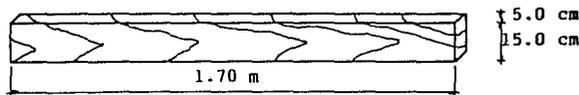


FIGURA NO. 44

7.3.2.0. MATERIAL DE RELLENO

Antes del comienzo de la obra, es necesario enviar a TIERRA ARMADA, S.A., un saco de 50 kgs. del material que se piensa utilizar en el relleno armado de la estructura, con el fin de proceder a su ensayo y aprobación.

Además del pliego de prescripciones técnicas generales de terraplenes y rellenos, las condiciones que deberán cumplir los terrenos a emplear en los macizos armados con armaduras de alta adherencia son :

7.3.2.1. CONDICIONES MECANICAS

- a). El material de relleno será válido cuando el porcentaje de la muestra ensayada, a granulometría por tamizado, que pasa a las 80 micras (0,08 mm) malla No. 4 sea inferior al 15%.
- b). Los terrenos con un porcentaje mayor del 15% a las 80 micras serán igualmente válidos cuando :
 - b-1) El porcentaje de muestra ensayada por sedimentometría sea inferior al 10% de la muestra original a las 15 micras (0,015 m.m.).
 - b-2) El porcentaje de muestra ensayada por sedimentometría está comprendido entre el 10% y 20% de la muestra original a las 15 micras y el ángulo de fricción interna, medido con cizallamiento rápido en muestra saturada, sea superior a 25°.
- c). El terreno de relleno no contendrá ningún elemento superior a 250 mm.

7.3.3.0. DESCARGA Y ALMACENAMIENTO DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS.

Es muy aconsejable disponer de un stock de elementos pre fabricados mínimo para 8-10 días de montaje, en previsión de posibles imponderables derivados fundamentalmente del transporte.

7.3.3.1. ARMADURAS

Las armaduras llegarán a obra generalmente en camiones - de gran tonelaje (25 ton) en paquetes de 50 a 75 unidades, - con un peso aproximado de 1.5 ton .

Se descargarán con ayuda de una grúa y los paquetes de - armaduras de más de 6 m de longitud se deberán descargar y manipularlas con ayuda de un dispositivo de descarga.

En general es necesario evitar doblar las armaduras para no dañar el galvanizado del acero.

En cuanto al almacén de las armaduras, es muy importante que para evitar posteriores errores, y facilitar el montaje, almacenarlas por longitudes, con una tablilla que indique la dimensión y tipo de cada copia, como se muestra en la figura No. 45.

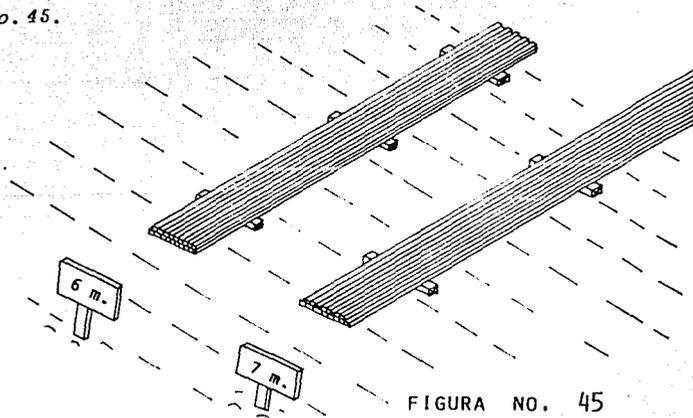


FIGURA NO. 45

FIGURA NO. 45



7.3.3.2. DURANTE EL ALMACENAJE

Las armaduras no deben colocarse directamente sobre el suelo, sino sobre madera para evitar el contacto con el agua, sobre todo cuando el período de almacenamiento pueda ser prolongado; la tornillería debe almacenarse en local cerrado para evitar su pérdida.

No se pueden emplear otros tornillos que los suministrados por Tierra Armada, S.A. siendo especialmente peligroso utilizar tornillos comerciales sin autorización expresa de dicha empresa.

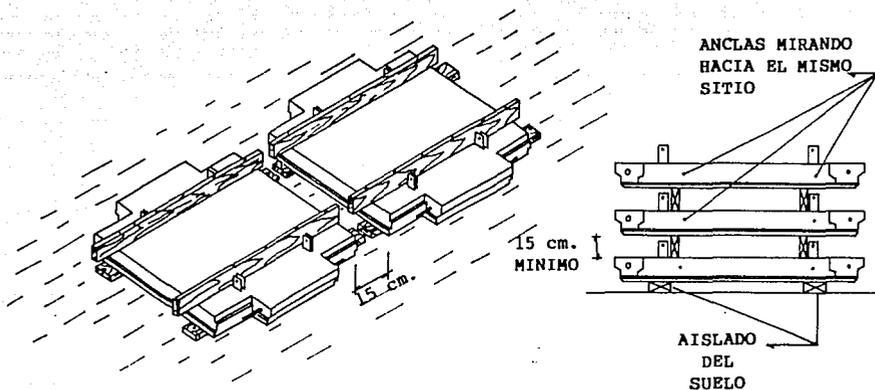
7.3.3.3. ESCAMAS

Las escamas prefabricadas de concreto llegarán a obra en trailers de gran tonelaje (25 ton), por lo que el acceso a obra deberá ser el adecuado.

Tanto el transporte como el almacenaje deberá ser con los arranques hacia arriba.

La descarga y colocación de las escamas para su almacenamiento se realiza según el croquis de la figura No. 46.

FIGURA NO. 46



Las pilas de escamas estibadas no deberán tener, en altura, más de 6 escamas sobre otras.

La superficie de una escama tipo es de 2.25 m² y su peso aproximado es de 1 tonelada métrica.

7.3.4.0. JUNTAS

Las juntas verticales son de espuma de poliuretano de células abiertas y su función es la de permitir el paso del agua, impidiendo el de los finos del material de relleno. Su sección es de 4.4 cm y la longitud aproximada de cada tira es de 2 m (Vease la figura No.47).

En los casos en que la estructura de tierra armada pueda permanecer inundada temporal o permanentemente se emplearán juntas verticales tipo "textil no tejido" pegadas a las escamas, en sustitución de las juntas de poliuretano. La disposición vendrá definida en los planos del proveedor.

Las juntas horizontales entre escamas son unas tiras de

corcho aglomerado con resina epoxi, que permiten un asiento flexible entre las escamas, siendo estas de 6.0 a 8.0 cm de ancho, (vease figura No.48).

FIGURA NO. 47

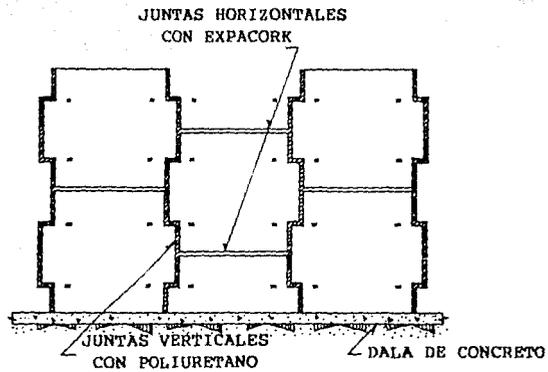
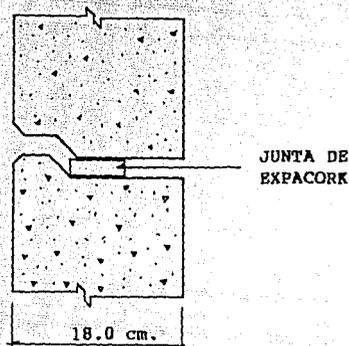


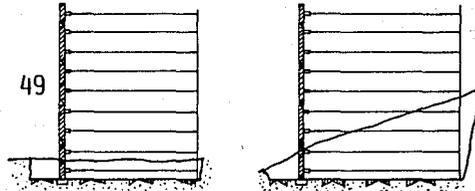
FIGURA NO. 48

7.3.5.0. OPERACIONES DE MONTAJE

7.3.5.1. EXCAVACION.

En primer lugar y en base al proyecto, es necesario proceder a la excavación de la caja necesaria para colocar las armaduras en toda su longitud, como se muestra en la figura No. 49.

FIGURA NO. 49

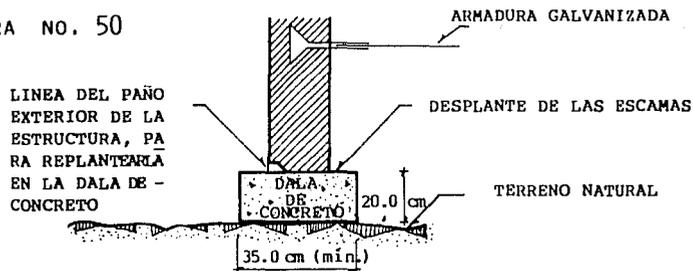


7.3.5.2. SOLERA DE REGLAJE, (DALA DE CONCRETO).

La solera de reglaje tiene como misión exclusiva obtener una superficie nivelada y lisa que facilite el apoyo y montaje de la primera fila de escamas. NO ES UNA CIMENTACION.

Es fundamental que su ejecución sea extremadamente cuidadosa y con una buena horizontalidad en sentido longitudinal y transversal. Es la base de un buen montaje posterior, como se muestra en la figura No. 50 .

FIGURA NO. 50



Sobre la dala de concreto para el desplante de las escamas, se deberá replantear la línea exterior del paramento del muro de tierra armada, pintándose la alineación sobre la superficie de la dala de concreto, no dejando nunca una cuerda como referencia.

Cuando en el proyecto figuren diferentes escalones en las dalas, se construirán según el croquis de la figura No. 51.

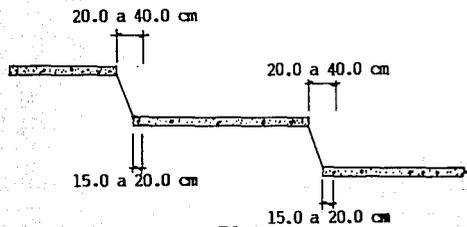


FIGURA NO. 51

En el momento en que la dala de desplante esté colocada y el trazo replanteado, se debe avisar a la compañía constructora de escamas con una antelación de 48 h., para que un técnico especializado de montaje acuda a obra, para dirigir el montaje de las primeras escamas e instruya al personal de la obra.

7.3.5.3. COLOCACION DE LA PRIMERA FILA DE ESCAMAS

Una vez marcado sobre la dala de concreto el punto inicial de replanteo longitudinal, que normalmente viene definido en el proyecto, se procede al montaje de las primeras dos medias escamas.

El orden de operación es :

1. Colocación de Escama 1.
2. Colocación de Escama 2.
3. Comprobación del gálibo de las escamas, entre orificios-

de las mismas, como se muestra en la figura No. 52 .

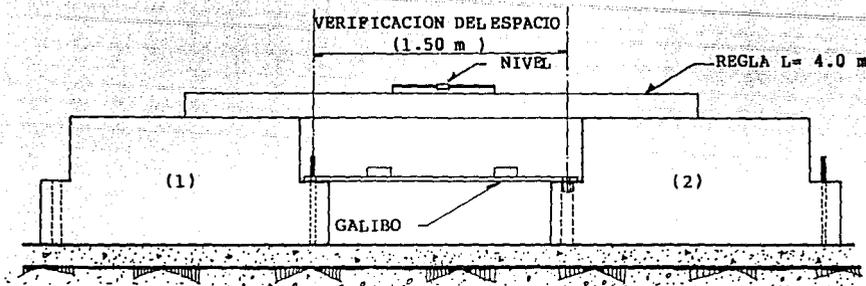


FIGURA NO. 52

4. Verificación de la horizontalidad con la regla metálica, - como se muestra en la figura No. 53.

5. Plomeado de las escamas (con plomada nunca con tránsito), como se muestra en la figura No. 53.

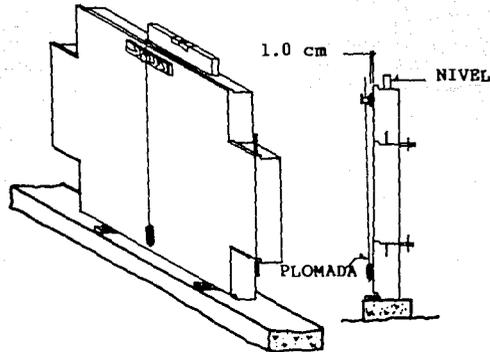


FIGURA NO. 53

6. Apuntalamiento de las escamas, ilustrado en la figura No. 54 .

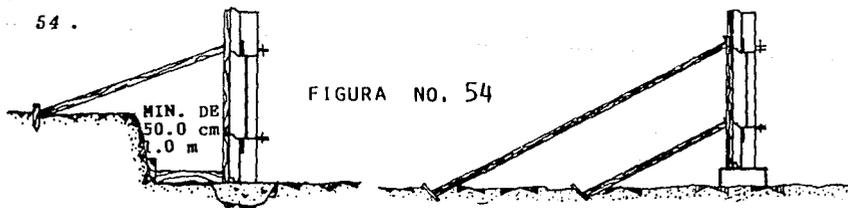


FIGURA NO. 54

A continuación se prosigue con el montaje de las escamas en el siguiente orden:

1. Colocación de la escama entera 3, como se muestra en la figura No.55.

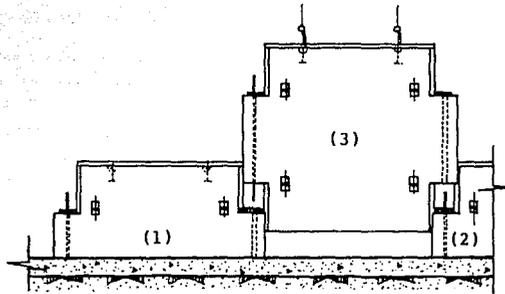


FIGURA NO. 55

2. Se verifica la horizontalidad y plomeado de la escama 3 e inmediato apuntalamiento, según la figura No.53.
3. Verificación de las juntas horizontales, (deben de quedar de 2 cm).
4. Colocación de la escama media (4) con los criterios expuestos en el anterior orden.
5. Colocación de la escama 5, como se muestra en la figura No.56.

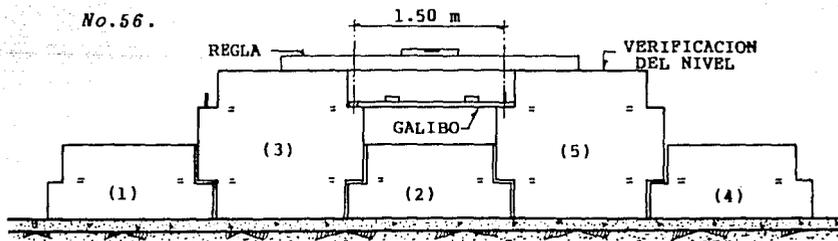


FIGURA NO. 56

6. Verificación de gálibo entre las escamas 3 y 5.
7. Horizontalidad y aplome de la escama 5.
8. Verificación de las juntas horizontales (2 cm).
9. Verificación con la regla y nivel de la horizontalidad de las escamas 3 y 5.
10. Apuntalamiento de la escama 5.
11. Colocación de las juntas de poliuretano.
12. Colocación de los gatos en la escama, con la finalidad de rigidizar temporalmente los elementos y poder terraplenar con mayor facilidad, en la figura No. 57 se muestra la colocación de los gatos.

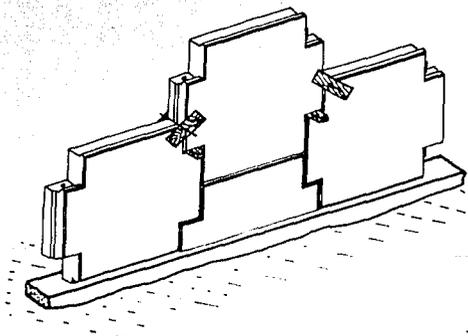


FIGURA NO. 57

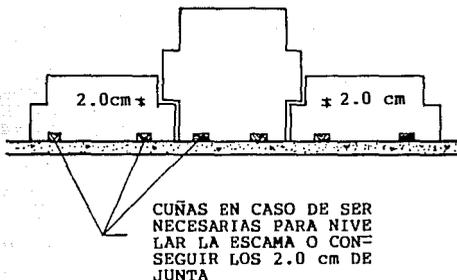
13. Repetición de las operaciones con las escamas sucesivas - hasta completar la primera fila de ellas.
14. Comprobación de que la alineación es correcta.

El plomeado de las escamas se hará siempre con plomada - nunca con tránsito, cuidando siempre esta operación para poder

dejar un desplome hacia el interior de 1 cm en las escamas enteras y 0.5 cm en las escamas medias. Este desplome será recuperado cuando se extienda y compacten la tierra de relleno. En algunos casos y dependiendo del material de relleno el desplome indicado deberá corregirse tras las primeras comprobaciones de verticalidad que se efectúen.

Las correcciones de horizontalidad y junteado de 2 cm se realizarán mediante el empleo de cuñas de madera, como se muestra en la figura No.58.

FIGURA NO. 58



Los pequeños desplazamientos que haya que dar a las escamas una vez posicionadas sobre la dala de concreto, o sobre otras escamas, se realizará con la utilización de barras de uña, como se muestra en la figura No.59.

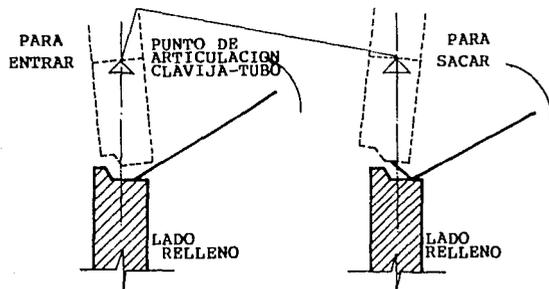


FIGURA NO. 59

La aplicación de la barra de uña no debe hacerse sobre las articulaciones en hombros de la escama sino en la base de la misma.

7.3.5.4 TERRAPLENADO Y COLOCACION DE ARMADURAS

Una vez colocadas y apuntaladas las escamas de la primera fila y rigidizadas con los gatos necesarios, se procederá al terraplenado y compactado, de acuerdo con los niveles que se indican en la figura No.60.

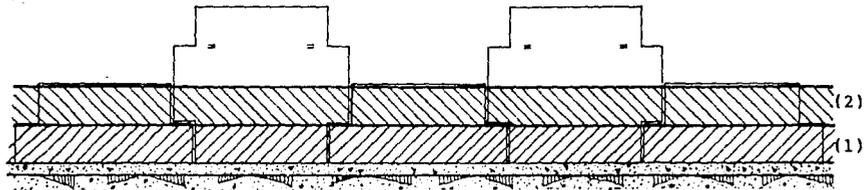


FIGURA NO. 60

Una vez terraplenado el nivel 1 se procederá al compactado de esta capa y su acabado será al de cualquier terraplén, para que las armaduras apoyen completamente sobre el relleno, cuidando de que esto ocurra igualmente en la zona de unión del arranque con la armadura.

Se procede a la colocación de las armaduras correspondientes a este nivel, como se muestra en la figura No.61.

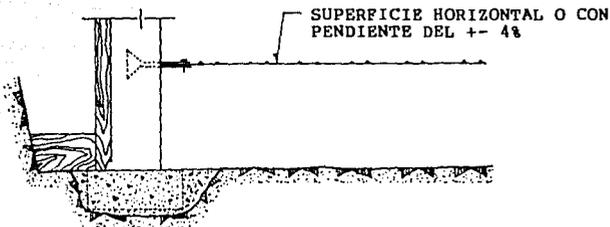


FIGURA NO. 61

Las armaduras se colocan perpendiculares al muro que forman las escamas y se unen a los arranques mediante los tornillos y tuercas correspondientes.

Colocado este primer nivel de armaduras, se extiende y compacta la segunda capa de terraplén.

Se indicará seguidamente una serie de sugerencias para facilitar la realización del terraplenado de los macizos de tierra armada y que su ejecución no interfiera con la calidad del montaje del muro.

La forma ideal para el extendido de la tierra será: Extender en primer lugar, en el centro del macizo armado, avanzar posteriormente hacia la zona final de las armaduras y finalmente por franjas hacia el paramento del muro.

La marcha de tendido del material de terraplén, debe ser siempre paralela al paramento en todas sus fases. Nunca debe de extenderse la tierra perpendicularmente a las escamas y aún menos avanzando hacia ellas, (un programa de avance típico en el tendido del material es el que muestra la figura No. 62.

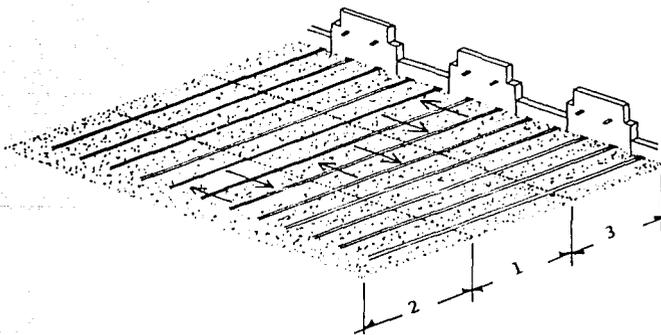


FIGURA NO. 62

Si el terraplenado se hace con máquinas de orugas, éstas no deben apoyar directamente sobre las armaduras para no dañar su galvanizado.

El compactado, en cuanto a su calidad, no es una exigencia intrínseca de la tierra armada y viene determinado por la utilización de la superestructura que irá sobre el macizo armado, cuyas exigencias de limitación de asentos son siempre superiores a las necesarias para el funcionamiento mecánico de la tierra armada. Habitualmente se suele utilizar el mismo grado de compactación de los terraplenes de la obra de que se trate.

La única limitación que impone la tierra armada, es la relativa al compactador a utilizar en el metro y medio más próximo al paramento, una franja en la que no se deben utilizar grandes compactadores dinámicos que puedan provocar ligeros desórdenes en las escamas, fundamentalmente desplomes. En esta zona es recomendable emplear bailarinas o rodillos vibratorios de capacidad igual a 7 Kg/cm² de carga estática.

La humedad de las tierras, sobre todo en suelos finos, no debe ser superior a la óptima proctor ya que durante la compactación puede provocarse el desplome de las escamas.

A la capa que se deja al final de la jornada es fundamental darle pendiente hacia la parte posterior del macizo, al igual que longitudinalmente, con el objeto de drenar el agua en caso de lluvias intensas. Si a pesar de todas las precauciones, se saturase esta capa, deberá escarificarse y retirarse, o bien iniciarse el trabajo con una capa de material bien drenante.

7.3.5.5 COLOCACION DE LA SEGUNDA Y SUCESIVAS FILAS DE ESCAMAS.

Una vez compactada la capa del 2do. nivel (como se muestra en la figura No. 60), se verificará de nuevo la verticalidad de las escamas enteras comprobando si ha habido desplome, como consecuencia del compactado de la tierra, midiendo en su caso el desplome.

La segunda fila de escamas se montará, teniendo en cuenta el desplome producido.

El plomeado de las escamas de esta segunda fila se efectuará igualmente, con plomada, tirándola desde la parte superior de las escamas hasta la inferior de la fila precedente.

Las fases a seguir en la colocación de la segunda fila de escamas son las que a continuación se enlistan y que se ilustran en la figura No. 63.

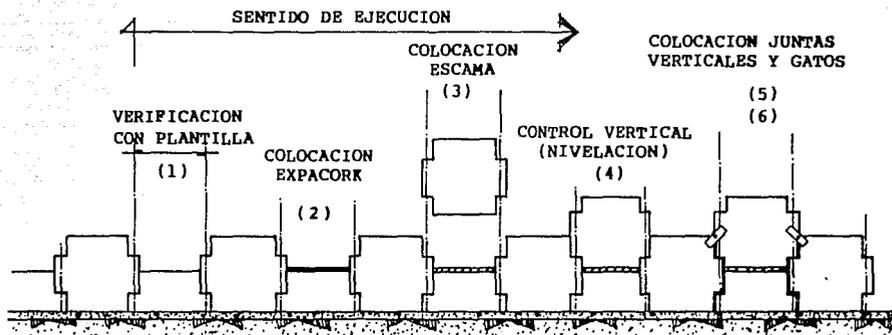


FIGURA NO. 63

1. Verificación del gálibo entre las escamas ya colocadas con la regla correspondiente.
2. Colocación de la junta horizontal con expacork.
3. Colocación de la escama..

4. Nivelación y aplomado (utilizando cuñas en caso necesario).
5. Colocación de la junta vertical de poliuretano por el interior del muro armado por escamas.
6. Colocación de los gatos.
7. Comprobación de que la alineación es correcta.
8. Continuar extendiendo y compactando las sucesivas capas, así como la colocación de las armaduras en los niveles correspondientes.

El resto del montaje se continúa con las mismas prescripciones que la señaladas para la 2da. fila de escamas tirando siempre plomada hasta la parte visible más baja del muro.

7.3.6.0 ACUÑADO DE LAS ESCAMAS.

En los casos necesarios para nivelar y aplomar las escamas sobre la cara exterior del paramento, se utilizan cuñas de madera, retirándolas posteriormente cuando la cuña más próxima a la última escama colocada verticalmente, la separa como mínimo 3.0 m ; lo anterior quiere decir, que las cuñas no deben permanecer colocadas en más de tres filas, eliminando sistemáticamente las existentes en filas inferiores. Concluido el montaje del muro, no debe quedar ninguna cuña en el mismo.

La no extracción de las cuñas puede llegar a ocasionar asentamientos en el muro y en consecuencia la rotura de las esquinas en las escamas ya colocadas.

A excepción de las soleras, jamás deben ponerse cuñas en el

interior del muro, la figura No.64 muestra la secuencia a seguir para el retiro de las cuñas.

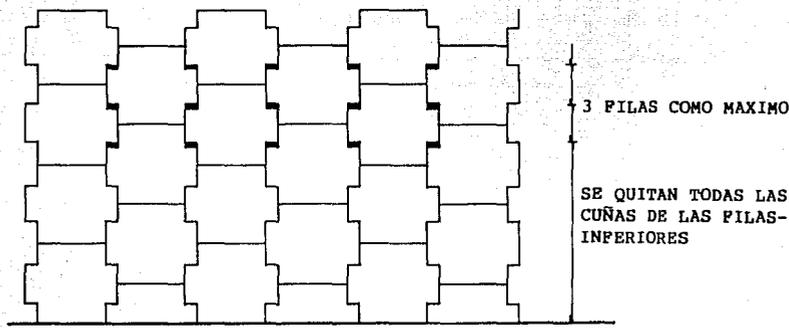
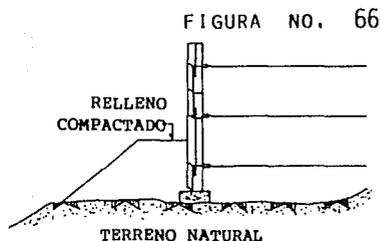
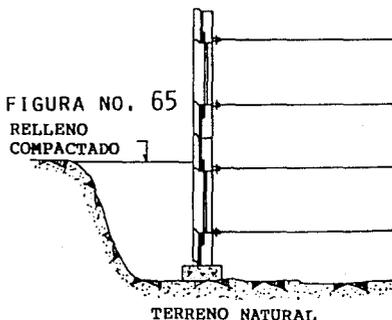


FIGURA NO. 64

7.3.7.0 EMPOTRAMIENTO DEL MURO DE TIERRA ARMADA.

El apuntalamiento de las escamas inferiores se puede eliminar una vez que las capas compactadas alcancen una altura mínima de 1.50 m , es decir, cuando ha quedado superada la escama entera del arranque.

El comienzo del relleno exterior del muro para su empotramiento, debe hacerse cuando el macizo armado alcance los 3.0 m a efecto de poder plomear la escama superior con su correspondiente inferior, las figuras No.65 y No.66 muestran un empotramiento típico de estructura de tierra armada.



Con el Procedimiento Constructivo descrito anteriormente fué posible alojar para el Acceso proximo al Apoyo No.1, una Estructura a base de TIERRA ARMADA cuya función fué la de abatir la longitud del Talud de reposo que forma el material de la Estructura de Pavimento, en las proximidades del Estribo No. 1.

Para el Acceso próximo al Estribo No. 7 y una vez que fueron retirados de la zona que ocupara el Parque de Fabricación, los Encofrados que sirvieron de moldes para el colado de la Losa del VIADUCTO "LA MARQUESA", se procedió a renivelar el terreno de tal forma que quedara la cota marcada en el proyecto; para alojar la Estructura de Pavimento, se procedió a realizar las siguientes etapas.

- a) Escarificar la superficie existente, a fin de poder tener más acuanamiento con la capa a tender.
- b) Tender la capa Subrasante con una Motoconformadora y compactarla con un Rodillo Pata de Cabra al 95 % según la Prueba Proctor.
- c) Tender la capa de Sub-base con Motoconformadora y compactarla con un Rodillo Pata de Cabra hasta llegar a obtener el 100% del grado de compactación, según prueba Proctor.
- d) Tender la capa de Base Estabilizada con Motoconformadora y compactarla con Rodillo Pata de Cabra hasta alcanzar el 100% de compactación según prueba Proctor.
- e) Se procedió a aplicar sobre la capa de Base, un riego de liga que garantizará la adherencia con la carpeta asfáltica.
- f) Finalmente se tendió una Carpeta Asfáltica de 7.5 cm de espesor con material triturado y un riego de sello.

CAPITULO No. 8

CONTROL DE CALIDAD

8.0.0.0. CONTROL DE CALIDAD.

8.1.0.0. INTRODUCCION.

El control de calidad de los materiales es un concepto relativamente viejo tal y como se ha venido aplicando en la producción en las fábricas o talleres establecidos. En la industria de la construcción, los ejemplos típicos son el control de la fabricación del cemento y del acero. Para éstos y otros productos, el control de calidad y el uso de materiales adecuados son esenciales para asegurar que el producto terminado se ajustará a las normas establecidas.

Tal y como se aplica en la construcción, el control de calidad es un sistema a través del cual se controla la construcción por métodos científicos más que por leyes de probabilidad. Los métodos científicos de investigación, ensayos y análisis, proporcionan criterios que permiten evaluar y emplear los materiales en la construcción. Con base en dichos criterios se establecen las especificaciones sobre materiales, métodos de ensaye y normas de aceptación. Al contar con especificaciones realistas diseñadas para cada obra específica, con una inspección adecuada e imparcial de materiales y de procedimientos y con métodos de análisis estadísticos, es posible emplear de la mejor manera los materiales disponibles.

Los métodos recientemente establecidos por diversas instituciones gubernamentales exigen mayor responsabilidad para la inspección y el control de calidad tanto del contratista como del productor. Esto es conveniente, ya que constituye cierta garantía para el propietario al saber que está obteniendo realmente, por lo que paga, en cuanto a materiales y construcción se refiere y al contratista le da la satisfacción de poder utilizar su propia capacidad de control de calidad para controlar la obra. Bajo estas condiciones, la la

bor del propietario es únicamente la de asegurarse de la calidad, es decir, que el productor (contratista) debe controlar la calidad del producto y el comprador (propietario) debe verificar que el producto sea de la calidad requerida cuando se emplea en la obra. Por lo general, el muestreo para la aceptación son distintos. Las muestras para el control se toman antes que las de la aceptación y los límites usualmente son más estrechos.

A continuación se darán a conocer los procedimientos adecuados a seguir para lograr la fabricación de un concreto de alta calidad. La arena y la roca que componen una mezcla, deben ser sanos y del tipo y calidad especificados; la arena y la roca (agregado fino y agregado grueso), constituyen más del 80% del concreto, por lo que no se puede dudar de su importancia, pero tampoco se puede asegurar que cada lote entregado sea de la misma calidad; aunque se haya graduado y lavado antes de la entrega, puede sufrir variaciones.

El ingeniero especificará la granulometría y la calidad del agregado, el cual es necesario revisar de tiempo en tiempo. Cada carga debe también revisarse visualmente a su llegada y, cualquier variación que se juzgue excesiva, debe ser comunicada inmediatamente al ingeniero, quien decide si es necesario efectuar algunas pruebas. Asimismo, deben conservarse muestras del agregado aprobado por el ingeniero para compararlas visualmente con entregas posteriores.

8.2.0.0. PRUEBAS DE CALIDAD EN AGREGADOS.

8.2.1.0. MUESTREO DE AGREGADOS.

Lo más importante al tomar una muestra de agregado es que debe ser de tamaño apropiado y representativa de todo el lote. Si la muestra se va a enviar a un laboratorio, las --

cantidades mínimas necesarias son:

Agregado fino 13 kg

Agregado grueso o agregado integrado

de diámetro máximo de 20 mm 25 kg

de diámetro máximo de 40 mm 50 kg

Si las muestras son para preparar mezclas de prueba, - se pueden necesitar cantidades mayores, en cuyo caso el ingeniero indicará qué tanto debe enviarse al laboratorio.

Para las pruebas de rutina en la obra, se pueden utilizar cantidades menores; para pruebas de granulometría las -- cantidades mínimas son:

Agregado fino 0.2 kg

De diámetro máximo de 20 mm 2 kg

Si un agregado parece variable, debe tomarse una muestra mayor y reducirla hasta la cantidad requerida. Para lograr que la muestra sea la justa al reducir su tamaño, se debe aplicar el método del "cuarteo".

La muestra debe tomarse siguiendo el procedimiento siguiente:

- 1. Extraer una porción del agregado, preferentemente con un cucharón, de al menos diez lugares diferentes y a distintas alturas de la pila. Evitar las áreas de segregación cercanas a la base de la pila del agregado grueso; si se observa mucha variación en el agregado o si la pila es muy elevada, tomar otros tres o cuatro cucharones completos.*

2. Mezclar bien las muestras combinadas, haciendo una pila cónica sobre una superficie dura y limpia.
3. Aplanar ligeramente la pila y dividirla en cuatro partes, en cruz.
4. Desechar dos cuartos opuestos y mezclar bien los dos restantes.
5. Continuar haciendo pilas, cuarteando y mezclando, hasta obtener la cantidad deseada.

Si se dispone de un "cuarteador", el cuarteo a mano no es necesario, ya que la caja tiene compartimientos y conductores que separan la muestra en la forma deseada.

8.2.2.0. MEDICION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD DEL AGREGADO.

Para controlar y mantener razonablemente constante el contenido total de agua en la mezcla, a veces es necesario saber cuanta agua contiene el agregado para poder determinar la cantidad de agua que debe añadirse en la revolvedora. El contenido de humedad del agregado, especialmente de la arena, puede variar de una a otra carga; por lo tanto, el pequeño ajuste final del contenido de agua de la mayoría de los concretos mezclados en obra, debe basarse en la trabajabilidad de los mismos.

Existen varios métodos, con diversos equipos, para determinar el contenido de humedad superficial de los agregados. A continuación se exponen dos métodos que pueden aplicarse en la obra para obtener resultados bastante rápidos.

8.2.2.1. METODO DE LA CHAROLA.

Esta es quizás la manera más rápida y directa de medir el contenido de humedad de agregados finos y gruesos. Se necesita una charola o platillo de metal, algún aparato para calentar ligeramente (una estufa de gas o un secador eléctrico para cabello), una varilla agitadora, de vidrio o de metal, y una báscula para pesar hasta 2 kg. Una vez que se tiene el equipo, hay que pesar exactamente 2 kg de agregado grueso ó 0.5 kg de arena, después colocar esta muestra en la charola o platillo de metal y calentarla ligeramente, agitándola con frecuencia con la varilla hasta que toda la humedad de la superficie de los fragmentos de agregado parezca haberse evaporado.

La superficie del agregado grueso está seca cuando desaparece su brillo; la superficie de la arena está seca cuando ésta fluye libremente. Cuando el agregado esté seco, hay que volverlo a pasar inmediatamente; la diferencia entre el peso inicial "W" y el peso seco "Wd", es el peso de la humedad que estaba en la superficie de las partículas del agregado. Hay que dividir esta diferencia entre "Wd", multiplicar el resultado por 100, y se obtendrá el porcentaje del contenido de humedad por peso.

$$\text{Porcentaje del contenido de humedad} = \frac{W - W_d}{W_d} \times 100$$

Esta prueba puede efectuarse en aproximadamente 10 minutos, pero se debe tener cuidado de no sobrecalentar el agregado para evitar que algunas piezas pequeñas salten fuera de la charola.

Este método es lo bastante preciso para cumplir con los requerimientos de la obra, siempre que la muestra sea representativa de todo el lote.

8.2.2.2. EL METODO "RAPIDO".

El equipo consiste en un bote hermético, en el cual una cantidad conocida de la muestra que se va a probar se mezcla con carburo de calcio. La presión creada por el gas que se desprende, cuando el carburo de calcio se combina con la humedad de las partículas del agregado, es registrada en un manómetro en el que se lee directamente el porcentaje del contenido de humedad por peso. Existen dos modelos de probadores "rápidos" de humedad: uno pequeño para arenas y uno mayor para agregados gruesos hasta de 40 mm.

El método es rápido y sencillo y da una respuesta precisa para la cantidad de agregado probado; desafortunadamente, el tamaño de la muestra que admite es pequeño, por lo que es difícil garantizar que sea representativa de todo el lote. Por lo tanto, se debe repetir varias veces la prueba, con muestras tomadas de diferentes lugares de la pila y promediar los resultados individuales. Esto da también una buena idea de la variabilidad del contenido de humedad y de su valor promedio. En las cajas de estos equipos aparecen detalles completos sobre los procedimientos de prueba.

8.2.3.0. PRUEBA DE FINOS PARA ARENA.

La prueba de "asentamiento en el campo" es una prueba sencilla que puede efectuarse en la obra, para obtener un indicio de la cantidad de finos presentes en la arena natural. Esta prueba no debe llevarse a cabo con arenas de roca triturada; para efectuarla, hay que utilizar preferentemente una probeta graduada de 250 ml, y seguir los siguientes pasos:

1. Verter en la probeta unos 50 ml de solución de agua con sal (una cucharadita para 570 ml).
2. Verter arena en la probeta hasta que el nivel de ésta -- llegue a la marca de 100 ml.

3. *Agregar más agua salada hasta llegar a 150 ml.*
4. *Agitar bien la probeta.*
5. *Colocar la probeta sobre una superficie nivelada y golpearla ligeramente hasta que la parte superior de la arena quede nivelada.*
6. *Dejarla reposar durante 3 horas.*
7. *Medir el volumen de la capa de finos y el volumen de la arena así:*

$$\frac{\text{altura de la capa de finos}}{\text{altura de la columna de arena}} \times 100 = \frac{\text{porcentaje del contenido de finos}}{\text{contenido de finos}}$$

El contenido de finos no debe ser mayor del 8%; si es mayor hay que comunicárselo al ingeniero para que decida si es necesario efectuar una prueba más detallada.

Si no se dispone de una probeta, se puede usar un frasco o botella similar de 500 g, aunque el resultado no será tan exacto. Los pasos son:

1. *Verter aproximadamente 50 mm de arena dentro del frasco.*
2. *Verter agua salada hasta que haya alrededor de 25 mm de agua sobre el nivel superior de la arena.*
3. *Agitar bien el frasco.*
4. *Dejarlo reposar durante tres horas.*
5. *Medir la profundidad de la capa de finos y la altura de la arena que se encuentra debajo. No debe haber más de 3 mm aproximadamente de finos por arriba del nivel superior.*

rior de la arena.

Después de efectuar esta prueba algunas veces se podrá juzgar, al cabo de cerca de 3 horas, si la cantidad de arcilla y finos va a ser abundante. Si, gracias a la inspección visual y a la prueba de manos, se considera que una carga de arena contiene una cantidad excesiva de arcilla o finos, es mejor que se someta a prueba antes de que sea descartada; -- una muestra tomada y aprobada mediante la prueba de asentamiento, puede darle una idea en un lapso de 10 minutos, tiempo que fácilmente puede esperar el camión. Esta cortadura es ciertamente mejor que verse obligado a remover una carga inadecuada después de que ha sido descargada.

8.2.4.0. GRANULOMETRIA.

Las proporciones de las partículas de diversos tamaños que componen el agregado se encuentran mediante tamizado, -- procedimiento que se conoce como granulometría.

Una prueba de granulometría se lleva a cabo agitando -- una muestra seca de agregado - con un peso de 2 kg aproximadamente, si se trata de un agregado de diámetro máximo de 20 mm, o de 0.2 kg si es arena para que pase a través de una serie de mallas de diferentes tamaños de aberturas. La porción de agregado que queda en cada malla se pesa y se calcula su granulometría.

Las mallas tienen aberturas de tamaño estándar; para -- agregados gruesos los tamaños son: 37.5 mm, 20 mm, 10 mm y 5 mm; para la arena las aberturas son de: 2.40 mm, 1.20 mm, -- 600 micras, 300 micras y 150 micras.

Aunque la prueba de tamizado debe hacerse con muestras secas, los agregados gruesos pueden tamizarse en condiciones

húmedas, lo que proporciona una granulometría aproximada, pero bastante precisa para la prueba rutinaria en obra.

8.3.0.0. CONTROL, MANEJO Y ALMACENAMIENTO DE MATERIALES.

8.3.1.0. AGREGADOS.

Los agregados fino y grueso, al descargarse en la tolva dosificadora por peso, deben ser de buena calidad, uniformes en granulometría y contenido de humedad. La producción de un concreto uniforme será difícil si no se siguen las especificaciones relativas a la selección, preparación y manejo adecuado de los agregados.

8.3.1.1. AGREGADO GRUESO.

La segregación en un agregado grueso se reduce prácticamente al mínimo, mediante la separación del material en fracciones por separado. A medida que la variedad de tamaños de cada fracción disminuye y el número de separaciones por tamaño aumenta, la segregación disminuye aún más. El control -- eficaz de segregación y de materiales de menor tamaño que lo normal se logra adecuadamente cuando la proporción de medidas máximas a mínimas en cada fracción se mantiene a no más de cuatro, para agregados menores de 25.4 mm (1 pulgada) de diámetro, y de dos, para los tamaños mayores.

8.3.1.2. CONTROL DE MATERIALES DE MENOR TAMAÑO.

Se define por esta práctica recomendada el material de menor tamaño de una fracción dada de agregados, como aquel material que pasa un análisis granulométrico con aberturas -- de 5/6 del tamaño mínimo especificado de la fracción de agre

gados. Para un control eficaz de granulometría, es esencial que las operaciones de manejo no aumenten significativamente la cantidad de los materiales de menor tamaño en los agregados, antes de su uso en concreto. La granulometría de los agregados al entrar en la mezcladora debe ser uniforme y dentro de los límites especificados. Los análisis de mallas del agregado grueso deben practicarse con frecuencia, para asegurarse que cumple con los requisitos de granulometría. Cuando se emplean dos o más tamaños de agregado, deben hacerse cambios en las proporciones de los tamaños las veces que sea necesario, para mejorar la granulometría total del agregado combinado. En casos en que los límites especificados de granulometría no puedan lograrse convenientemente, deben seguirse métodos de manejo especial. Cuando los métodos usuales de manejo no son satisfactorios, se eliminarán eficazmente los materiales de menor tamaño no deseables mediante recribado del agregado grueso en la planta de mezclado. Los materiales de tamaño menor en las fracciones de agregados menores pueden reducirse efectivamente hasta en un dos por ciento, mediante un recribado inmediatamente antes del almacenamiento en las tolvas de la planta de dosificación.

8.3.1.3. AGREGADO FINO (ARENA).

El agregado fino debe controlarse para reducir al mínimo las variaciones en la granulometría, manteniendo uniformes las fracciones más finas y teniendo cuidado de evitar la excesiva eliminación de los finos durante el proceso.

La cantidad y naturaleza del material más fino que la malla Núm. 200 ha de recibir atención especial. Si este material es "polvo de piedra o fluorita" esencialmente libre de arcilla, esquisto y de partículas suaves o livianas, se permiten porcentajes mayores de partículas más finas que la malla Núm. 200.

Sin embargo, si se tiene lo contrario, las cantidades permisibles deben reducirse significativamente. La prueba californiana de equivalentes de arena se usa frecuentemente para determinar cuantitativamente el tipo, cantidad y actividad de este material fino. Las cantidades excesivas de finos menores que la malla Núm. 200, aumentan el requerimiento de agua de mezclado, la velocidad de pérdida por revenimiento y la contracción por secado reducen la resistencia.

No se debe tratar de combinar dos tamaños de agregado fino alternando su colocación en depósitos o al cargar carros o camiones. Los resultados satisfactorios se obtienen cuando fracciones de diferentes tamaños se combinan al fluir en una corriente desde compuertas o alimentadores regulados. Sin embargo, el método más positivo de control para una amplia gama de condiciones de mezclado, consiste en el almacenamiento, manejo y dosificación por separado de las fracciones gruesas y finas.

8.3.1.4. ALMACENAMIENTO.

El almacenaje en montones de agregado debe mantenerse al mínimo, pues aún bajo condiciones ideales los finos tienden a acumularse. Sin embargo, cuando es necesario almacenar en montones, el uso de métodos incorrectos acentúa problemas con los finos y también causa segregación, rompimiento del agregado y una excesiva variación en la granulometría. Los montones deben construirse en capas horizontales o suavemente inclinadas, no por volteo. Sobre los montones no deben operarse camiones, bulldozers u otros vehículos, puesto que, además de quebrar el agregado, a menudo dejan tierra sobre los depósitos. Debe tenerse una base dura para evitar la contaminación del material con el del fondo y el traslape de los diferentes tamaños debe evitarse mediante muros apropiados o amplios espacios entre los montones. No debe-

permitirse que el viento separe los agregados finos secos y los depósitos no deben contaminarse oscilando cucharones o cangilones sobre los diferentes tamaños de agregados almacenados en montones.

Las tolvas de agregados deben mantenerse tan llenas como sea práctico, para reducir al mínimo el resquebrajamiento y los cambios de granulometría al extraer los materiales. Los materiales deben depositarse verticalmente en las tolvas y directamente sobre el orificio de salida.

8.3.1.5. CONTROL DE HUMEDAD.

Hay que hacer un esfuerzo para asegurar un contenido de humedad estable en el agregado cuando sea dosificado. El uso de agregados que tienen cantidades variables de agua libre, es una de las causas más frecuentes de la pérdida de control de la consistencia del concreto (revenimiento). En algunos casos puede ser necesario mojar el agregado grueso en los montones de almacenamiento o en las bandas transportadoras, para compensar el alto grado de absorción, o suministrar enfriamiento. En estos casos, los agregados deben pasarse sobre cribas secadoras apropiadas, para impedir que el exceso de agua libre vaya a las tolvas.

Debe darse tiempo suficiente para el drenaje del agua libre del agregado fino, antes de trasladarlo a las tolvas de la planta de dosificación. El tiempo de almacenaje que se necesita depende sobre todo de la granulometría y forma de las partículas del agregado. La experiencia ha demostrado que un contenido de humedad libre hasta del seis por ciento, y de vez en cuando hasta del dieciocho por ciento, se mantendrá estable en el agregado fino.

La insistencia en contenido de humedad establece en el-

agregado, el uso de medidores de humedad para indicar variaciones en la humedad del agregado fino al dosificarlo, y el uso de compensadores de humedad para el rápido ajuste de peso en la dosificación, pueden reducir al mínimo la influencia de la variación de humedad en el agregado fino.

8.3.1.6. MUESTRAS PARA PRUEBAS.

Las muestras representativas de los diferentes tamaños de agregado que se dosifican deben tomarse lo más cerca posible del punto de su mezcla con el concreto; La dificultad en conseguir muestras representativas aumenta de acuerdo con el tamaño del agregado. Por lo tanto, los aparatos de muestreo que se utilizan requieren un cuidadoso diseño si han de obtenerse resultados de pruebas significativas.

Es buena práctica mantener un promedio registrado de 5 a 10 pruebas de granulometrias anteriores eliminando los resultados de las más antiguas y agregando las más recientes - al total sobre el cual se calcula el promedio. Esta granulometría promedio puede emplearse tanto para el control de calidad como para dosificar la mezcla.

8.3.1.7. ALMACENAMIENTO DEL CEMENTO.

Todo el cemento debe almacenarse en estructuras protegidas contra la intemperie, apropiadamente ventiladas, para impedir la absorción de la humedad.

Las facilidades de almacenamiento para cemento a granel deben incluir compartimientos separados para cada tipo de cemento que se utiliza. El interior de un silo de cemento - debe ser liso, con una inclinación mínima de 50 grados respecto a la horizontal en el fondo, para un silo circular; y

desde 55 a 60 grados para un silo rectangular. Los silos que no sean de construcción circular deben estar provistos de cojines de deslizamiento que no se atasque, por lo cuales se puedan introducir a intervalos pequeñas cantidades de aire a baja presión de hasta 5 psi (aproximadamente 0.2-0.4 kgf/cm²), para soltar el cemento que se haya compactado dentro de los silos. Se ha de tener cuidado de emplear cantidades mínimas de aire, puesto que en algunas áreas de clima seco el empleo de aire ha dado al cemento características anormales de fraguado. Los silos de almacenamiento deben ser vaciados con frecuencia, preferentemente una vez por mes, para impedir la formación de costras de cemento.

Cada compartimiento del silo desde el cual se dosifica el cemento debe tener su propia entrada de tornillo sinfín, deslizador de aire, alimentador rotatorio u otra condición - que combine eficazmente las características de flujo constante con corte preciso, para lograr un exacto pesado automático del cemento.

Debe tenerse cuidado de evitar el traslado del cemento a un silo que no le corresponda y emplear métodos eficaces para eliminar la incomodidad del polvo durante la carga y traslado.

El cemento envasado en sacos debe ser apilado sobre plataformas, para permitir la apropiada circulación de aire. Para un período de almacenamiento de menos de 60 días, se recomienda evitar que se superpongan más de 14 sacos de cemento y para períodos mayores no deben superponerse más de 7 sacos. Como precaución adicional, se recomienda que se utilice primero -hasta donde sea posible- el cemento más viejo.

8.4.0.0. MEDICION.

Durante las operaciones de medición, los agregados deben manejarse de tal manera que mantengan la granulometría deseada, pesándose todos los materiales a la tolerancia requerida para mantener homogéneas las reproducciones de la mezcla de concreto escogida. Además del peso exacto, otro objetivo importante para el éxito de mezclado es la apropiada secuencia y combinación de los ingredientes durante la carga de las mezcladoras. El objetivo final es obtener uniformidad y homogeneidad en el concreto producido, como lo indican propiedades físicas tales como: peso unitario, revenimiento, contenido de aire, resistencia y el contenido de mortero libre de aire, en las sucesivas cargas de las mismas proporciones de mezcla.

8.5.0.0. MEZCLADO.

8.5.1.0. REQUISITOS GENERALES.

Es esencial un mezclado completo para la producción de un concreto uniforme. Por lo tanto, el equipo y los métodos empleados deben ser capaces de mezclar eficazmente los materiales de concreto que contengan el mayor tamaño de agregado especificado, para producir mezclas uniformes con el menor revenimiento que sea práctico para el trabajo. Debe proveer se suficiente mezclado, así como los medios para transportarlo y colocarlo, para que exista continuidad y quede libre de juntas frías.

8.5.2.0. DISEÑO Y MANTENIMIENTO DE LAS MEZCLADORAS.

Los tipos más comunes de mezcladoras son las de tambor, de eje vertical y la de aspas en espiral. Una mezcladora de tambor, de diseño satisfactorio, tiene un arreglo de aspas en espiral y una forma de tambor para asegurar de extremo a

extremo el intercambio de materiales paralelo al eje de rotación y un movimiento envolvente que voltea y esparce la mezcla sobre sí misma al mezclarse. En la mezcladora de eje vertical, las aspas giran sobre ejes verticales que operan en un recipiente fijo o giratorio que da vueltas en sentido opuesto. Con esta mezcladora, la mezcla puede observarse fácilmente, y, si se necesita, se puede hacer un ajuste rápido. La mezcladora de paleta en espiral consta de un eje horizontal movido por fuerza motriz con paletas en espiral que operan dentro de un tambor horizontal. A las mezcladoras debédárseles un mantenimiento apropiado para impedir la salida del mortero o de materiales secos; y la superficie interior de las mezcladoras debe conservarse limpia y reemplazarse las paletas gastadas.

8.5.3.0. CARGA DE LA MEZCLADORA.

Es preferible que el cemento se cargue junto con otros materiales, pero debe entrar en la descarga después de que aproximadamente el 10% del agregado haya entrado en la mezcladora. Cuando sea necesario cargar cemento en mezcladoras de camión por separado, puede ser necesario un tiempo adicional para el mezclado a fin de obtener la deseada uniformidad en la mezcla.

El agua debe entrar primero en la mezcladora y continuar fluyendo mientras los demás ingredientes se van cargando. Las tuberías para cargar el agua deben ser de diseño apropiado y de tamaño suficiente, de manera que el agua entre bien en la mezcladora y termine de introducirse dentro de un 25% inicial de tiempo de mezclado.

Los aditivos deben cargarse en la mezcladora en el mismo punto de la secuencia del mezclado, mezcla tras mezcla. Los aditivos líquidos deben cargarse con el agua y los aditivos

en forma de polvo deben ser vertidos dentro de la mezcladora con otros ingredientes secos. Cuando se emplea más de un aditivo, cada uno debe dosificarse por separado y no deben premezclarse antes de entrar en la mezcladora.

8.5.4.0. TIEMPO DE MEZCLADO PARA MEZCLADORAS FIJAS.

El tiempo de mezclado debe basarse en la capacidad de la mezcladora para producir un concreto uniforme en cada mezcla y mantener la misma calidad en las mezclas siguientes. Las recomendaciones del fabricante y las especificaciones usuales, tal como 1 minuto por yarda cúbica, más 1/4 de minuto por cada yarda cúbica adicional de capacidad, pueden utilizarse como guías satisfactorias para establecer el tiempo inicial de mezclado. Sin embargo, los tiempos de mezclado que se determine emplear, deben basarse en los resultados de las pruebas de efectividad de la mezcladora que se practiquen a intervalos regulares mientras que dura la obra. El tiempo de mezclado debe medirse a partir del momento en que todos los ingredientes estén dentro de la mezcladora. Es deseable que las plantas automáticas, y también las plantas manuales, se provean con indicadores audibles, empleados en combinación con intercierres que impidan la descarga de la mezcladora antes de terminarse el tiempo de mezclado prefijado. La mezcladora debe estar diseñada para ponerse en marcha y detenerse con carga completa.

8.5.5.0. TEMPERATURA DE LA MEZCLA.

La uniformidad entre mezclas de concreto de una mezcladora, particularmente en cuanto al revenimiento, requisitos de agua y contenido de aire, también depende de la uniformidad de la temperatura del concreto. Es, por lo tanto, importante que las temperaturas máxima y mínima del concreto sean

controladas durante todas las estaciones del año. Las recomendaciones sobre el control de temperatura del concreto están discutidas en detalle en las normas del ACI sobre la colocación del concreto en clima cálido y en clima frío. Pero una temperatura ideal para la mezcla del concreto estará alrededor de 20°C.

8.5.6.0. REMEZCLADO.

Con tal de no excederse en la relación agua-cemento de la dosificación, pueden agregarse a la mezcla pequeñas cantidades de agua de remezclado para lograr el revenimiento deseado. Sin embargo, debe prohibirse la producción de concreto de revenimiento excesivo o agregar agua (que exceda a la relación agua-cemento de diseño), para compensar la pérdida de revenimiento como resultado de demoras en la entrega o en la colocación.

8.5.7.0. DESCARGA DE LA MEZCLADORA.

Las mezcladoras deben ser capaces de descargar concreto de revenimiento más bajo, como el que llegare a requerir la construcción en que se trabaja, sin segregación (separación del agregado grueso del mortero). Debe también evitarse la segregación en las operaciones de manejo y descarga en las tolvas de retención y los transportadores de transbordo.

8.5.8.0. CONCRETO PREMEZCLADO.

El concreto premezclado puede obtenerse de una planta central y transportarse a la obra en camiones agitadores o no-agitadores, mezclarse enteramente en tránsito o después de llegar al sitio de trabajo, o mezclarse parcialmente en

una planta central y terminarse en tránsito o en la obra -- ("mezclado de contracción"). Las instalaciones de concreto premezclado bien equipadas y controladas constituyen una excelente fuente de concreto de calidad. Un problema que requiere una atención especial en estas operaciones es la adición no controlada de cantidades incorrectas de agua de mezclado con la resultante reducción en la calidad del concreto. La responsabilidad de la calidad del concreto premezclado puesto "in situ" se comparte entre el proveedor del concreto y el contratista colocador, quienes, mediante una estrecha cooperación, deben utilizar controles de trabajo apropiados, para evitar demoras debidas a procedimientos inadecuados de despacho, manejo, colocación y consolidación. La seguridad de -- que se emplean métodos apropiados de control para obtener la calidad requerida del concreto ya colocado, depende finalmente del inspector designado por el propietario.

Además de los ingredientes de la mezcla, el agua que se requiere para la apropiada consistencia (revenimiento) del concreto, se afecta por factores tales como magnitud y velocidad del mezclado, la distancia del transporte, el tiempo de descarga y las condiciones de temperatura ambiente. En clima fresco y para distancias cortas y entregas rápidas, rara vez existen problemas tales como pérdida o variación en el revenimiento, requerimientos excesivos de agua de mezclado y problemas de descarga, manejo y colocación. Sin embargo, es al revés cuando la velocidad de entrega es lenta o irregular, las distancias de transporte son largas y el clima es caluroso. Las adiciones de agua para compensar la pérdida de revenimiento no deben exceder lo que se necesite para compensar una pulgada (2.5 cm) de pérdida en el revenimiento, ni debe excederse la relación máxima agua-cemento del diseño. La pérdida de trabajabilidad en clima cálido bien puede minimizarse haciendo más expedita la entrega y la colocación, controlando la temperatura de la mezcla y, cuando sea apropiado, utilizando retardantes. Cuando es factible, toda el agua de

mezclado debe dosificarse en la planta central. Sin embargo, en clima caluroso es frecuentemente deseable retener parte del agua de mezclado hasta que la mezcladora llegue a la obra. Con la adición del agua que falta se requieren otras 30 revoluciones a velocidad de mezclado para incorporar adecuadamente a la mezcla el agua adicional. Cuando las pérdidas de revenimiento o trabajabilidad no pueden ser compensadas con estas medidas, todo el mezclado debe llevarse a cabo en la obra, empleando materiales secos dosificados en planta.

8.6.0.0. JUNTAS CONSTRUCTIVAS.

8.6.1.0. LIMPIEZA-PREPARACION DE JUNTAS HORIZONTALES DE CONSTRUCCION.

La superficie de la junta de construcción debe prepararse para asegurar una adecuada adherencia con el concreto colocado posteriormente y para lograr impermeabilidad cuando se necesite. No es difícil lograr una junta satisfactoria cuando se ha empleado concreto de alta calidad de revenimiento bajo y se ha colocado correctamente. Cuando se ha empleado concreto de revenimiento alto, o cuando una excesiva vibración en la parte alta del concreto vaciado, o las maniobras de tránsito en la obra, han llevado a la superficie grandes cantidades de agua de sangrado y de mortero, el concreto en la superficie del vaciado es de tan mala calidad que es difícil lograr una adecuada limpieza. En este caso la limpieza llamada de corte verde ("green cut"), es un buen método para reparar una junta de inferior calidad, que un buen trabajo no nos hubiera dado.

El primer paso debe consistir en quitar toda la nata y la superficie de concreto de calidad defectuosa, mediante un chorro fuerte de aire y agua, a aproximadamente 7 kg/cm^2 -- (100 psi), después de que el concreto haya endurecido lo suficiente, para impedir que el chorro desmorone la superficie

más allá de la profundidad deseada. Mediante un buen lavado debe quitarse el agua estancada que al secarse deja una película débil en la superficie, después de completarse la operación de limpieza principal. La superficie de las juntas así tratadas, debe curarse continuamente con humedad, y, si es posible, no debe permitirse que llegue a secar durante el intervalo entre los vaciados del concreto, excepto posiblemente durante las últimas horas.

Antes de la colocación del concreto nuevo, la superficie debe restaurarse, hasta que se logre la misma condición de limpieza que tenía inmediatamente después del "corte verde", lavándola otra vez con un chorro de agua y aire, y cepillándola vigorosamente con escoba de alambre fino, o con un chorro de arena si es necesario. Si la superficie ha sido curada apropiadamente con arena mojada, será necesario escobillar muy poco o limpiar con chorro de arena antes del vaciado. El "corte verde" efectuado entre 4 y 12 horas después de la colocación, seguido de una esmerada limpieza final, -- puede usarse con buen éxito cuando la calidad del concreto -- en la junta es buena.

La superficie de la junta de construcción se prepara mediante el chorro de arena mojada, después de que el concreto se ha endurecido, y en general, inmediatamente antes de la colocación del nuevo concreto. Este método produce excelentes resultados en la superficie de juntas horizontales, particularmente en aquellos vaciados con concreto de revenimiento de 5 cm (2 pulgadas) o menos, utilizando vibradores -- internos.

Otro método para limpiar juntas de construcción consiste en usar chorros de agua de alta presión hasta de 490 --- kg/cm² (7 000 psi). Como en el método del chorro de arena, -- la limpieza se realiza cuando el concreto está suficientemente endurecido, de manera que únicamente la superficie del mor

tero se quita y no hay nada de socavación de las partículas del agregado grueso. Un lavado inmediatamente antes de un nuevo vaciado de concreto es necesario solamente si se han acumulado tierra y desechos en la superficie desde que se hizo la limpieza.

En algunos casos, la colocación del nuevo concreto es precedida por la colocación de una capa de 0.5 a 1 cm (1/4 hasta 3/8 de pulgada) de mortero del mismo proporcionamiento que el del concreto. Esta debe escobillarse en la superficie de la junta con escobas de alambre. En cimbras de columna o cimbras estrechas y profundas, donde no es conveniente el uso de una mezcla de empaque, es preferible empezar la colocación con varios centímetros de concreto que contenga mortero que exceda al de la mezcla normal y posiblemente con agregado de tamaño menor.

8.6.2.0. CONSTRUCCION DE JUNTAS.

El concreto monolítico puede colocarse en inyecciones sucesivas de lechada mientras ésta permanezca fluida; comúnmente esto dura hasta 8 horas cuando se usa un fluidificante, o por algo más de tiempo a bajas temperaturas.

Cuando la inyección de la lechada bajo el agua no es continua, si ésta se endurece, se formará nata en las superficies de unión, entre las colocaciones sucesivas. Esta nata puede causar un debilitamiento en la adhesión entre los vaciados, a menos que la junta se limpie completamente con un chorro de arena u otros métodos aceptables, antes de vaciar la capa siguiente. Si se busca una buena adhesión entre las colocaciones sucesivas, es esencial la limpieza.

Cuando es estructuralmente permisible formar juntas frías horizontales durante la construcción, el nivel de la lechada-

debe detenerse a 300 mm (1 pie), debajo de la superficie superior del agregado grueso. La inyección de lechada subsecuente puede continuarse entonces, mediante tubos de inserción introducidos a no más de 150 mm (6 pulgadas) de la superficie endurecida de la lechada.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES.

Para concluir este trabajo quisiera hacer algunas reflexiones respecto al Proyecto y Construcción de Puentes, estructuras a las cuales pueden atribuirse muchos de los avances tecnológicos de la Ingeniería Moderna.

Indudablemente los Puentes son Obras que han cautivado por siempre la imaginación del hombre, conjugando ingenio, materiales y procedimientos constructivos con la estética. Así ocurrió con los Acueductos y Puentes Antiguos, donde la piedra dispuesta en arcos aún perdura en obras admirables. Más tarde, con la aparición de otros materiales como el acero estructural, el cemento hidráulico y su derivado el concreto, el acero de refuerzo, los aceros de alta resistencia y el concreto presforzado, se ofrecen nuevas alternativas para abordar, cada vez, soluciones más audaces en puentes más seguros y que parecen suspendidos en el espacio. Materiales y procedimientos avanzados de cálculo, que no eliminan la capacidad creadora del hombre, sino por el contrario, unida a ella logran conjuntar la belleza con la utilidad. Cuanta razón tiene un estructurista contemporáneo, puentero por vocación, al afirmar que: "Un Ingeniero creador no puede guiarse simplemente por los manuales de proyecto, ni arriesgarse (en sentido figurado), a andar a tientas en la obscuridad, debe saber que sucede al puente en cada punto del proceso de diseño. Debe preguntarse constantemente ¿Cómo se siente el puente?. Una vez que el Ingeniero ve el puente desde su punto de vista, puede crear un nuevo puente casi tan fácilmente como uno de tipo común".

El principal ímpetu creador en Ingeniería de puentes debe surgir del propio Ingeniero. La construcción de puentes siempre ha puesto a prueba los recursos de los Ingenieros, pero pocos han sobresalido como proyectistas creadores. Alentar a los Ingenieros a ser inventivos es un desafío para la profe

sión. Muchos dicen que crear para fines de creación solamente no es rentable, pero crear para lograr diseños económicos, seguros, funcionales y estéticos, es necesario y de gran valor.

En este puente se conjugan sabiamente la práctica y la experiencia acumulada de los ingenieros mexicanos, con los procesos más avanzados de la tecnología extranjera.

No se trata pues, de una irracional importación de tecnología, sino de una inteligente suma de propósitos, que solo se dan en el tiempo, en el espacio y dentro del estado de desarrollo que vive México actualmente para lograr una nueva estructura caminera que, sin duda, se convertirá en un símbolo y constituirá un nuevo orgullo de la Ingeniería Mexicana.

BIBLIOGRAFIA

B I B L I O G R A F I A

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION Y SUS COSTOS EN LAS VIAS

TERRESTRES

1ª EDICION

MEXICO, D.F., 1979

196 P.

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
MANUAL DE PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

1ª EDICION, 2ª REIMPRESION

MEXICO, D.F., 1981

755 P.

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

NORMAS PARA CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS Y OBRAS DE DRENAJE
PARA CARRETERAS Y AEROPISTAS

1ª EDICION

MEXICO, D.F., 1984

346 P.

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

LA CONSTRUCCION DE PUENTES EN MEXICO

1ª EDICION

MEXICO, D.F. 1985

250 P.

A. H. ALLEM

INTRODUCCION AL CONCRETO PRESFORZADO

TRADUCC. M. I. VICTOR M. PAVON RODRIGUEZ

1ª EDICION

MEXICO, D.F., I.M.C.Y.C., 1979

98 P.

TIERRA ARMADA, S.A. DE C.V.

INSTRUCTIVO PARA LA FORMACION DE MUROS DE TIERRA ARMADA

2ª EDICION

MEXICO, D.F., 1981

48 P.

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

MANUAL DE INSPECCION DEL CONCRETO

1ª EDICION

MEXICO, D.F., 1984

1268 P.

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS

INSTRUCTIVO PARA EFECTUAR PRUEBAS DE SUELOS

VOLUMEN I, 1ª EDICION

MEXICO, D.F., 1981

171 P.