

300615
7

2e)

UNIVERSIDAD LA SALLE



ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U. N. A. M.

GUIA PARA EL PROYECTO DE UN PUENTE

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

RAUL EDUARDO DELGADO PARRA

ASESOR: ING. RAUL RAMIREZ DE LA TORRE

MEXICO, D. F. **FALLA DE ORIGEN**

1995



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.



UNIVERSIDAD LA SALLE

Al Pasante Señor: Raúl Eduardo Delgado Parra

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a Ud. a continuación el tema que aprobado por esta Dirección, propuso como Asesor de Tesis el Señor Ing. Raúl Ramírez De la Torre, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero Civil.

"GUIA PARA EL PROYECTO DE UN PUENTE"

con el siguiente índice:

| | |
|--------------|---|
| | INTRODUCCION |
| CAPITULO I | INFORMES DE CAMPO |
| CAPITULO II | ESPECIFICACIONES PARA PUENTES CARRETEROS |
| CAPITULO III | PROYECTO DE LA SUPERESTRUCTURA |
| CAPITULO IV | PROYECTO DE LA INFRAESTRUCTURA |
| CAPITULO V | PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROGRAMA DE OBRA |
| | CONCLUSIONES |
| | BIBLIOGRAFIA |

Ruego a Ud., tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social como requisito indispensable 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.

ATENTAMENTE
"INDIVISA MANENT"

ESCUELA DE INGENIERIA

México, D.F., a 6 de Abril de 1993

ING. RAÚL RAMÍREZ DE LA TORRE
ASESOR DE TESIS

ING. EDMUNDO CARRERA MONGIVARIS
DIRECTOR

FALLA DE ORIGEN

DEDICATORIA

A MI ESPOSA LETICIA, POR SU APOYO, CONSEJO Y PACIENCIA.

A MI HIJA ANA MINERVA POR LA INVALUABLE MOTIVACION QUE REPRESENTA SU PRESENCIA

A MIS PADRES, PABLO Y M^{TE}. ESTELA, POR LA FORMACION, Y EJEMPLOS DE ELLOS RECIBIDOS.

A MIS HERMANOS, PABLO, ROCIO, ROXANA, GABRIEL, ENRIQUE, JAVIER Y VERONICA.

A LA FAMILIA OLMEDO.

A MIS AMIGOS.

A MIS COMPAÑEROS Y MAESTROS.

RAUL EDUARDO DELGADO PARRA.

GUA PARA EL PROYECTO DE UN PUNTE

INDICE

| | | |
|--------------------|--|-----------|
| | INTRODUCCION | 1 |
| CAPTULO I | INFORMES DE CAMPO | 6 |
| | A) - Estudios Topográficos | 6 |
| | B) - Estudios Hidráulicos | 6 |
| | C) - Estudios Geológicos | 7 |
| | D) - Estudios de Construcción | 8 |
| CAPTULO II | ESPECIFICACIONES PARA PUENTES CARRETEROS | 9 |
| CAPTULO III | PROYECTO DE LA SUPERESTRUCTURA | 12 |
| | A) - Diseño de losa aligerada | 12 |
| | B) - Diseño de losa con nervadura de concreto | 25 |
| | C) - Diseño a base de nervaduras de acero | 36 |
| CAPTULO IV | PROYECTO DE LA INFRAESTRUCTURA | 44 |
| | A) - Tipos de cimentación | 44 |
| | B) - Proyecto de pilas | 46 |
| | C) - Diseño de la infraestructura | 46 |
| CAPTULO V | PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROGRAMA DE OBRA | 53 |
| | A) - Secuencia de operaciones | 53 |
| | B) - Procedimientos constructivos | 56 |
| | C) - Problema práctico | 57 |
| | D) - Programa de obra | 63 |
| | CONCLUSIONES | 64 |
| | BIBLIOGRAFIA | 66 |

INTRODUCCION

A) Introducción

La Ingeniería Civil es uno de los instrumentos tecnológicos que ha generado la inquietud del hombre por modificar su medio ambiente, de acuerdo a la demanda que el hombre mismo exige debido a sus necesidades.

Dichas necesidades se han planteado conforme a la situación social, económica, política y cultural de una sociedad, que ha evolucionado dentro de un marco histórico definido, y propio para cada tipo de sistema social.

La evolución de la tecnología ha sido, es y será paralela a la historia del hombre, y esta evolución o desarrollo ha implicado desde su inicio, la formación de especialidades que hoy en día están clasificadas en varios tipos.

Como mencioné en un principio, la Ingeniería Civil forma parte de la tecnología del hombre y como herramienta nos permite moldear el medio ambiente que tenemos mediante la ejecución de obras civiles como: sistemas de transporte y comunicación, asentamientos humanos, industrias, sistemas de riego, etc.

Por lo anterior, existen dentro de la Ingeniería Civil, diferentes campos enfocados cada uno a la investigación, estudio, proyecto y ejecución de soluciones que son respuesta a necesidades de la sociedad.

Dentro de las especialidades que comprende nuestra carrera, tenemos las Vías Terrestres, que a grandes rasgos es el estudio y ejecución de proyectos que permiten el transporte y comunicación de región a región, tanto de personas, como de objetos o animales, a través de caminos, carreteras o autopistas, por medio de vehículos (automóviles, camiones, ferrocarriles).

La comunicación terrestre entre regiones ha encontrado obstáculos tanto naturales como artificiales, es decir, la presencia de barrancos, ríos, montañas, pantanos, etc., así como otras vías de comunicación ya realizadas. Pues bien, dichos obstáculos encuentran su solución en la construcción de estructuras especiales como son los puentes.*

Desde épocas remotas los puentes han significado una seria preocupación y han poseído un magnífico atractivo para el hombre primitivo, tal vez porque discurría hacia todos los rumbos y distancias en tanto no se interpusiera el caudaloso río. Más tarde significaron un reto para los más brillantes constructores de la época.

En la actualidad, el puente es una obra de alto costo respecto al resto de la carretera, además de que en muchos casos jerarquiza la manifestación artística de la obra vial.

La red carretera en México desde 1925:

A partir del año de 1925 en que se creó la Comisión Nacional de Caminos y ante la presencia de un número importante de vehículos de motor, se inició la construcción de la red de carreteras en

* Otra estructura que se utiliza es el túnel.

México y con ello la de los puentes, utilizando en forma racional y adecuada los materiales existentes en esa época, desarrollándose el empleo del concreto reforzado.

Los estudios, proyectos y construcción se han realizado con técnicos mexicanos, y sólo en contadas excepciones se utilizaron servicios y materiales extranjeros, lo que representa un orgullo para la ingeniería mexicana.

Los principales materiales empleados fueron mamposterías de tercera, concretos con resistencia de ruptura a la compresión de 110 kilogramos por centímetro cuadrado (Kg./cm^2), acero con esfuerzo de trabajo a la tensión de $1,125 \text{ Kg/cm}^2$, tanto para varillas de refuerzo como para perfiles laminados.

Las subestructuras o elementos de apoyo los componían estribos y pilas de mampostería o caballetes de concreto armado cimentados por superficie.

La superestructura o sistema de piso lo componían tramos libremente apoyados de concreto reforzado con base en losas planas, losas de nervaduras, losas sobre viguetas de acero, o bien utilizando estructuras metálicas formadas por traveses remachadas o armaduras. Con las losas de concreto se cubrían claros de 5 a 15 metros, con las traveses remachadas de 15 a 20 metros, y con armaduras de 25 a 60 metros.

Los concretos que se elaboran actualmente tienen resistencia de 250 a 450 kilogramos por centímetro cuadrado (Kg/cm^2) utilizándolos en estructuras de concreto reforzado o presforzado.

En el país se dispone de aceros para refuerzo con límite elástico hasta de $6,000 \text{ Kg/cm}^2$ y alambres o cables para presfuerzo con esfuerzo de ruptura de $18,000 \text{ Kg/cm}^2$.

Empleo de computadoras:

En la actualidad se dispone de un mejor conocimiento del comportamiento de las estructuras y de mayores facilidades para su análisis.

"El empleo de las computadoras electrónicas, la utilización de materiales con mayores resistencias y nuevas técnicas de construcción -dice el ingeniero Adolfo Sánchez Sánchez jefe del Departamento de Puentes de la misma dirección de la SOP- han permitido llevar a cabo obras de magnitud e importancia a nivel mundial."

Superestructuras:

En superestructuras se han diseñado tramos libremente apoyados de concreto reforzado de 8 a 35 metros empleando secciones de losas planas o macizas, aligeradas con tubos de cartón, con nervaduras o sección cerrada o reticular, esta última principalmente en puentes curvos. En concreto presforzado los claros más usados han sido de 35 a 45 metros.

En puentes de concreto con superestructura tipo Gerber o continuos se han logrado claros máximos de 50 a 90 metros con concreto reforzado y presforzado respectivamente.

Con acero estructural, sistema de piso ortotrópico y claros continuos se logró un claro máximo de 140 metros.

* Revista OBRAS. Octubre 1976. Página No. 35.

Subestructuras:

Por lo que respecta a las subestructuras, se continúa empleando la mampostería de tercera por razones económicas y sociales, pues con ello se tiene mayor utilización de mano de obra. Sin embargo, se ha desarrollado con bastante éxito el empleo de pilotes y cilindros en cimentaciones profundas, que han permitido la construcción en cruces de ríos de aguas permanentes, y tirantes considerables. También pilas de concreto reforzado de grandes alturas, hasta de 100 metros, utilizando en su construcción cimbra deslizante.

Cimentaciones:

Las cimentaciones pueden ser por superficie, por pilotes o por cilindros, como se mencionó anteriormente.

Las cimentaciones por superficie se construyen ejecutando excavaciones a cielo abierto, las cuales pueden llevarse a cabo a mano, con equipo o en forma combinada.

Para su ejecución, en la mayoría de los casos se requiere de obras auxiliares, tales como desviaciones de la corriente, construcción de "islas" provisionales, ataguías, etc.

Factores a considerar:

Una estructura de puente debe aprovechar un cuello o punto de constricción de la corriente, pero sin sacrificar el alineamiento del camino.

La opción de obras esviadas envuelve un aumento en costo primario.

Los puentes en las carreteras llevan el tránsito de vehículos y peatones por encima de grandes corrientes, masas de agua, depresiones del terreno, y otras vías de comunicación.

Aunque los puentes son relativamente pocos en número, cada estructura presenta problemas únicos y comprende grandes gastos.

En la práctica, el diseño de los puentes se considera como una función distinta y generalmente se hace en un departamento separado de la agencia de carreteras.

Los ingenieros de puentes de carreteras emplean los mismos medios analíticos que otros ingenieros de estructuras. Las diferencias se encuentran en los requerimientos del claro y carga.

Cargas en los puentes:

Los puentes de carretera están diseñados para resistir las cargas producidas por el peso de la estructura (carga muerta), peso y efecto dinámico de cargas móviles (carga viva e impactos) y las cargas del viento.

Las estructuras que se encuentran en curvas deben resistir las fuerzas centrífugas, de frenado y de fricción, desarrolladas por los vehículos en movimiento.

Bajo determinadas circunstancias, también deben considerarse los esfuerzos resultantes de los cambios en la temperatura, la presión de la tierra, flotabilidad, el encogimiento, montaje, hielo, presión de la corriente y los movimientos sísmicos.

Los camiones de carga y otros vehículos pesados producen las mayores cargas vivas; tienen una amplia variedad de peso total, cargas en los ejes y separaciones entre los mismos.

Para propósitos de diseño, la AASHO* ha adoptado vehículos normales que producen cargas tipo.

La selección de las normas de carga para puentes característicos está basada en predicciones a gran plazo por parte de los proyectistas. La tendencia es hacia las mayores cargas debido al rápido aumento en los números y los pesos de los vehículos. Afortunadamente, los costos de los puentes no aumentan en proporción directa a la carga viva.

Típos de puentes:

En los términos más sencillos los puentes constan de : superestructura, elemento que soporta el camino entre los apoyos y de la subestructura (o infraestructura), que son precisamente los apoyos, estribos y pilas que descargan el peso del puente en la cimentación del mismo, encargada ésta de transmitir dichos esfuerzos a un estrato de suelo resistente

Los puentes los podemos clasificar en varios tipos de acuerdo a las siguientes condiciones:

1. - Material del que están contruidos:

- Madera
- Piedra
- Acero
- Concreto
- Míxto

2.- Por características geométricas del alineamiento:

- Recto
- Esviajado
- Con pendiente

3.- Por características estructurales:

- Arco
- Colgante o atirantado
- Cantílever
- Doble voladizo
- Armadura
- Reforzado, pretensado, postensado
- Marcos rígidos

4.- Por características de uso:

- Continuos
- Levadizos (báscula, ascensión vertical, etc.)
- Giratorios.

* AASHO: AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGWAY OFFICIALS.

5.- Por el tipo de tránsito:

- Peatonal
- Carretero
- De ferrocarril
- Mibto

B) Alcance del estudio

El objetivo de esta tesis es dar una visión de lo que es un proyecto de puente carretero, mediante el desarrollo de los siguientes puntos:

- Información de características y elementos de los que consta un proyecto de puente.
- Cálculo de elementos estructurales.
- Descripción de procesos constructivos.

Entre las limitaciones de este trabajo tenemos que el estudio será circunscrito al tipo de puentes que hay en México, los diseños de elementos estructurales serán por esfuerzos admisibles y no al límite de falla, además de que no contempla el uso de programas de computación.

Como se puede ver no es la justificación de un proyecto de puente determinado, sino el sistema por seguir para orientar la planeación de este tipo de estructuras.

CAPITULO I

INFORMES DE CAMPO

Requisito indispensable para el estudio de diversas alternativas de proyecto y construcción de puentes, son los informes de campo, los cuales nos ayudarán a determinar la mejor solución para el cruce de algún obstáculo.

Para la construcción del puente, el ingeniero debe manejar desde la simple inspección ocular hasta llegar a estudios de materiales en laboratorio de diferentes áreas posibles.

Tanto más complejo e importante sea el puente pensado, así será la demanda del mismo y el posible gasto a efectuar.

Dentro de los informes de campo, tenemos los procedentes de estudios topográficos, hidráulicos, geológicos y de construcción:

A) Estudios Topográficos:

Dentro de la localización y trazo de la carretera, habrá algunos puntos que tengan que solucionarse con puentes. Dentro de esa localización de los puntos obligados se debe obtener el punto óptimo de cruce mediante los siguientes pasos:

- 1.- Reconocimiento de los posibles cruces.
- 2.- Levantamiento general de la zona de los cruces o croquis de la misma.
- 3.- Levantamiento figurado del terreno en la zona del cruce, que se apoyará en una poligonal cerrada y en casos muy especiales por triangulación.
- 4.- Levantamiento detallado de una faja de terreno a uno y otro lado del eje de cruce dibujado a mayor escala.
- 5.- Estudio de los tramos de liga del cruce con el resto de la línea para juzgar el alineamiento, la pendiente y el costo de ese tramo.

B) Estudios Hidráulicos:

Uno de los principales objetivos de la hidráulica aplicable al diseño de obras civiles es:

La determinación de la avenida máxima que, con una frecuencia cualquiera, puede presentarse en un lugar y esto es necesario para el diseño de presas, vertedores y puentes.

En México tenemos varias fuentes de información como lo son:

- SARH (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos)
- SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes)
- CFE (Comisión Federal de Electricidad)
- CILA (Comisión Internacional de Límites y Aguas)

Un resumen de los datos hidráulicos que se deben tomar en cuenta para cualquier proyecto es el siguiente:

- 1) Levantamiento de un mínimo de tres secciones transversales del río en un tramo de alineamiento recto de pendiente y sección lo más uniforme posible, para determinar el gasto del río.
- 2) Estimación del coeficiente de rugosidad "n" en cada sección y parte de ella, es decir del cauce del río y llanuras inundadas.
- 3) Medición del diámetro de los máximos cuerpos rodantes que tiene la corriente.
- 4) Fijar la sección del NAME, NAMO Y NAMIN.*
- 5) Levantar el perfil del río en una longitud mínima de 500 metros.
- 6) Observar en el terreno las posibles divagaciones y socavaciones en el cauce del río.
- 7) Investigar, época, duración y frecuencia de las avenidas máximas extraordinarias y ordinarias.
- 8) Investigar épocas de estiaje.
- 9) Determinar la dimensión de los cuerpos flotantes más grandes como podrían ser los árboles o animales muertos.

C) Estudios Geológicos:

Los proyectos que ameritan un reconocimiento geológico son de índole muy diversa, cimentación, estabilidad de taludes o cortes, túneles, explotación de canteras, problemas hidrológicos, etc.

Para nuestro caso serán también de gran importancia estos estudios, puesto que para un proyecto de puente carretera, necesitamos la determinación de las características estructurales, hidrológicas y estratigráficas del subsuelo, la acción de la intemperie, erosión y depósito y la obtención de muestras para pruebas y estudios de laboratorio.

Los métodos de exploraciones se dirigirán en directos e indirectos.

Directos son aquellos que permiten la observación ocular y/o la obtención de muestras como:

- mapeo superficial
- sondeos alterados
- sondeos inalterados
- socavaciones
- trincheras
- pozos a cielo abierto

* NAME : Nivel de Aguas Máximo Extraordinario
NAMO : Nivel de Aguas Máximo Ordinario
NAMIN : Nivel de Aguas Mínimas

Indirectos, cuando no se obtienen muestras y podrían ser:

- fotogeología
- prospección geofísica
- penetrómetro

Estos datos procederán de la recopilación de antecedentes en predios o zonas cercanas al puente proyectado.

Ahora para garantizar el buen éxito y logro de las finalidades de una campaña de reconocimiento geológico se requiere:

- a) Contar con técnicos experimentados para los trabajos de campo.
- b) Propiciar durante toda la campaña del reconocimiento o estudio geológico una colaboración íntima entre geólogo, geotécnico y el proyectista.
- c) Iniciar la prospección con los métodos más generales (reconocimientos preliminares, recopilación de antecedentes, fotogeología, etc.) y con base en los resultados, planear los estudios más detallados (sondeos y obtención de muestras cúbicas).

D) Estudios de construcción:

Podemos catalogarlos como los estudios de subsistencia del puente, es decir, qué tan provechosa puede ser la región o lugar donde se construya y en qué medida dependerá de otras zonas, por lo que nuestro estudio abarcará:

- a) Determinación de materiales disponibles en cantidad, calidad y costo.
- b) Accesibilidad a la obra.
- c) Sueldos y jornales de la región; para personal obrero calificado y pedón.
- d) Otras condiciones dominantes de la región, tales como talleres mecánicos en lugares próximos para ciertas reparaciones del equipo y maquinaria empleada, poblaciones cercanas en cuyos comercios se pueden localizar refacciones, combustibles, herramientas, etc.
- e) Investigar la localización y la posibilidad de explotar bancos de material diferentes a los considerados, así también como el agua, estableciendo el uso de la misma.

A grandes rasgos son los informes o factores necesarios para complementar un buen proyecto de puente a realizar, y que deberemos de tener cuidado por lo amplio, complejo y difícil de conseguir en algunos casos, puesto que los resultados obtenidos de ellos nos proporcionarán varias alternativas posibles que manejaremos a nivel anteproyecto, para que una vez considerados los más viables, realicemos un estudio de costos para determinar cuál será la más conveniente.

Recordemos que muchas veces el factor costo no será el que impere para determinar un proyecto o seleccionar otro, sino que la combinación de todos los datos nos llevará a la mejor solución con base en el criterio que los ingenieros de puentes deben aplicar para elegir la mejor decisión y por ende el proyecto más conveniente.

El estudio de los procedimientos de construcción, los cuales influyen también en el proyecto a considerar y que son de gran importancia, serán tratados en el capítulo VI.

CAPITULO II

ESPECIFICACIONES PARA PUENTES CARRETEROS

Todo proyecto estructural entraña variables que el proyectista trata de valorar cumpliendo especificaciones particulares de diseño, las cuales se basan en las experiencias técnicas logradas y evaluadas hasta el momento en que se redactan dichas especificaciones.

Las especificaciones, por lo tanto, solamente contienen los requisitos mínimos que deben satisfacer los proyectos de las estructuras de tipo tradicional y corresponden al medio socioeconómico dentro del cual han sido elaboradas y sobre cuyo comportamiento ya se tiene una experiencia razonable.

Cuando se emplean materiales nuevos, sistemas estructurales fuera de lo común y formas geométricas complejas, o cuando los esfuerzos tengan un carácter anormal, es decir, aquellos casos en los cuales no se cumplan las hipótesis previstas en las especificaciones aplicadas, aumentarán las incertidumbres sobre el comportamiento de la estructura.

El estudio de la patología y origen de muchas fallas estructurales ha puesto en evidencia la aplicación inadecuada de especificaciones incompatibles con los sistemas estructurales proyectados.

Es muy importante, por lo tanto, que los ingenieros proyectistas de estructuras se convenzan que, en muchos casos, las especificaciones disponibles no deben constituir reglas rígidas para el proyecto.

En nuestro país es común proyectar puentes tomando como base las especificaciones de la S.C.T., contando también con las especificaciones de AASHO, división I "Proyecto" de la obra "ESPECIFICACIONES ESTANDAR PARA PUENTES CARRETEROS".

Lógicamente, estas especificaciones han sido concebidas como guía para el proyecto de estructuras de puentes que siguen patrones de proyecto y sistemas constructivos norteamericanos, los cuales básicamente consisten en losas de concreto reforzado, apoyadas en elementos de acero laminado.

Es muy común que en México, los puentes se proyecten utilizando estructuras monolíticas de concreto, con secciones nervadas, de cajón o aligeradas con tubos.

En otras ocasiones se emplean sistemas estructurales mixtos de concreto, trabajando en colaboración con elementos de acero estructural.

También es frecuente que en el proyecto coincidan características geométricas especiales como son el esviamiento o la curvatura en el alineamiento longitudinal.

Es conveniente, por consiguiente, que la aplicación de estas especificaciones se haga en forma juiciosa, analizando su compatibilidad con cada proyecto en particular, dependiendo si es más adecuado recurrir a otras especificaciones o bien a análisis específicos.

En algunos casos, inclusive, será preferible hacer un análisis más detallado del comportamiento mediante el empleo de modelos físicos o matemáticos.

La Dirección General de Servicios Técnicos de la S.C.T. cuenta con un laboratorio de modelos físicos y una sección de cálculo numérico que está en posibilidades de realizar este tipo de investigaciones.

Asimismo, en el Centro de Documentación Técnica de la citada Dirección General, se están reuniendo informes técnicos nacionales y extranjeros de los que podrán obtenerse los antecedentes pertinentes a los problemas que se presenten en la solución de algún tipo en particular.

Las especificaciones para puentes carreteros deben contemplar los siguientes puntos:

a) Características Generales de Proyecto.-

Donde se verá la ubicación del puente, datos básicos, espacios entre elementos estructurales, ancho de calzada, guarniciones y banquetas, etc.

b) Cargas.-

Las estructuras se proyectarán considerando las siguientes cargas y fuerzas, cuando existan:

Carga muerta: (peso de la estructura)

Carga viva: (peso de vehículos que transiten).

Impacto o efecto dinámico de la carga viva.

Cargas por viento.

Otras fuerzas, cuando existan:

fuerzas longitudinales, fuerza centrífuga, fuerzas por cambios de temperatura, empuje de tierras, subpresión, esfuerzos por contracción del concreto, acortamiento por comprensión del arco, esfuerzos durante el proceso constructivo, presión de la corriente de agua o hielo y esfuerzos por sismo.

c) Distribución de Cargas.-

Donde se verificará la posición de las cargas, tipo de carga (H o HS)* y los esfuerzos que provocan, en diferentes sistemas de piso, para saber los valores de momentos, esfuerzos, cortantes y reacciones.

d) Subestructura y muros de sostenimiento.-

Esfuerzos permisibles y capacidad de carga de terreno de cimentación, pilotes, pilas, cimientos, estribos, muros de sostenimiento de diferentes materiales.

e) Proyecto de Elementos de Concreto.-

Análisis del comportamiento de dichos elementos de acuerdo con los esfuerzos unitarios permisibles de trabajo y a las cargas de seguridad especificadas.

f) Elementos de Concreto Presforzado.-

Bajo las condiciones del inciso anterior.

g) Proyecto de acero estructural.-

Donde se revisarán los esfuerzos permisibles de cada elemento y pieza estructural, colocación de los mismos a base de soldadura o pernos, en: apoyos, sistemas de piso, vigas laminadas, traves de placa, armadura tridimensional, arcos nervados, traves compuestas (traves de acero y losas de concreto unidas por conectores), traves híbridas (patines de diferente límite de fluencia), vigas laminadas y traves de placa soldadas en caliente.

* Carga H: Camión de 2 ejes

Carga HS: Camión Tractor con semiremolque

AASHO, 1ª Parte, Capítulo 2, Especificación 1.2.5

Asimismo, se verificará el factor de carga de proyecto que contempla el diseño de vigas. Se observará también el proyecto de puentes con cubiertas ortotrópicas, es decir, diseño de puentes de acero donde se utilizan placas de acero rigidizado con cubierta.

- h) Tubos y tubos abovedados de metal corrugado y de placas estructurales.
- i) Tabla de Momentos flexionantes, esfuerzos cortantes y reacciones máximas, provocados por las cargas vivas, tanto para carga tipo H o HS.
- j) Tablas de distribución de cargas tipo.

CAPITULO III

PROYECTO DE LA SUPERESTRUCTURA

En este capítulo trataremos tres diferentes diseños o soluciones que se pueden aplicar para el proyecto de puentes.

Para la solución del proyecto de un puente, el ingeniero deberá escoger la alternativa que mejor se adapte a las circunstancias que afecten al camino y una vez seleccionada preparar los anteproyectos o posibilidades con base en dicha solución, para encontrar el proyecto definitivo.

Para los tres pasos considerados a continuación, se emplearán los mismos datos, únicamente con el fin de ilustrar el diseño de losa aligerada, losa con nervadura de concreto y diseño de nervaduras de acero.

A) Diseño de losa aligerada.

Datos de campo:

El puente tendrá un esviajamiento de 0°

Datos del Proyecto:

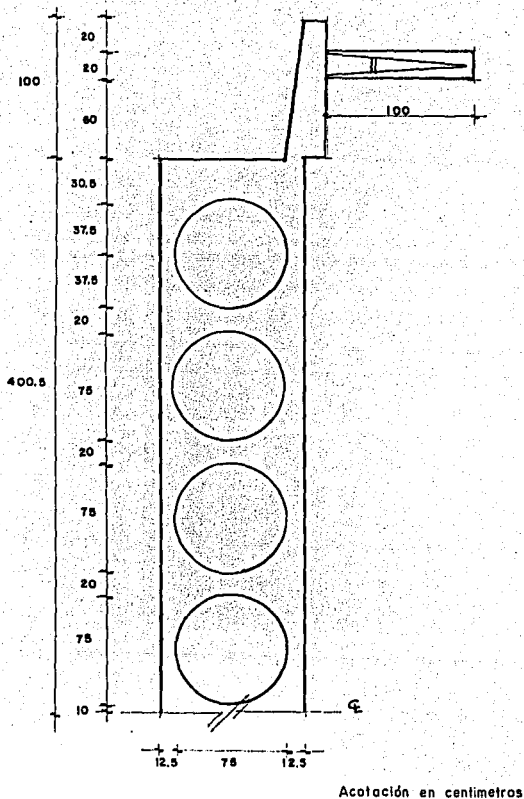
| | |
|--------------------|--------------------|
| Estructura: | Losa Aligerada |
| Ancho de Calzada: | 8.00 metros |
| Ancho de Banqueta: | 0.75 metros |
| Esviajamiento: | 0° |
| Carga tipo: | HS-15 |
| Longitud: | 15 metros de claro |

Constantes de Cálculo:

| | | |
|----------|--|--|
| f_s | = 2,100 kg/cm ² | (40% del límite elástico del acero) |
| f_c | = 250 kg/cm ² | (fatiga máxima de ruptura a los 28 días) |
| f_c | = $0.4f_c = 0.4 \times 250 = 100$ kg/cm ² | (esfuerzo de diseño) |
| n | = 9 | (relación entre los módulos de elasticidad del acero y del concreto) |
| j | = 0.89 | (relación del brazo de palanca del par resistente a paralela "d") |
| q | = 14.65 | ($q = \frac{1}{2} f_c k j$) |
| α | = 0.26 | ($\alpha = \sqrt{\frac{1}{q}}$) |
| K | = 0.33 | (coeficiente en la fibra extrema) |

Una vez que tenemos los datos procedemos a proponer un dimensionamiento general de la estructura. (FIG. 1)

FIG. 1 Proposición de dimensionamiento



CROQUIS

losa aligerada

FALLA DE ORIGEN

Análisis dovela interior

1. Momento por peso propio:

De acuerdo a proposición de dimensionamiento:

$$W_{pp} \text{ dovela} = (B \times H - \text{diámetro interior}) \text{ densidad concreto.}$$

$$W_{pp} \text{ dovela} = \left(0.95 \times 1 - \frac{3.14}{4} (.75)^2 \right) 2,400 = 1,219.71 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pp} \text{ asfalto} = (0.03 \times 0.95 \times 2,200) = 62.7 \text{ Kg/m}$$

$$W \text{ parapeto} = (\text{supuesto}) = \frac{200 \times 2}{8} = 50.0 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pp} = 1,332.4 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Momento por peso propio} = \frac{W^2 l^2}{8} = \frac{1,332.41 \times 15^2}{8} \text{ (viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida)}$$

$$M_{pp} = 37,474.03 \text{ Kg-m}$$

2. Carga móvil más impacto.

Impacto según SAHOP: (S.C.T. apartado 2.12)

L=Longitud del Claro

$$I = \frac{15.84}{L + 38.10}$$

$$L = 15m$$

$$I = \frac{15.84}{15 + 38.10} = 0.298 = 29.8\% \leq 30\%$$

Momento por carga móvil.

Nos referimos a las tablas de especificaciones AASHO, donde para un claro de 15m y una carga tipo HS - 15:

$$\begin{array}{lcl} MVC & \pm & 1 = 63,648.00 \times 1.298 \\ MVC & \pm & 1 = 82,615.10 \text{ Kg-m} \end{array}$$

3. Ancho de distribución

Para losa aligerada el refuerzo va en dirección del tránsito, ya que se considera como viga simplemente apoyada.

$$E = 0.06 S + 1.22 \leq 2.13m^*$$

$$E = 0.06 (15) + 1.22 = 2.12 < 2.13 \quad \therefore \text{se acepta}$$

S = claro del puente

E = ancho de distribución

4. Distribución de la carga por rueda.

Las cargas por carril están distribuidas en un ancho de 2E, por lo tanto:

$$MCV = \frac{MCV - I}{2E} = \frac{82,615.10}{2(2.12)} = 19,484.69 \text{ Kg} - m$$

5. Momento flexionante total:

$$M_{pp} + MVC = MT$$

$$37,474.03 + 19,484.69 = 56,958.72 \text{ Kg-m}$$

6. Revisión del esfuerzo por flexión:

Supondremos un esfuerzo que junto con las dimensiones de la dovela se procede a revisar.

Para nuestro caso propondremos paquetes formados por 3 varillas de 1" y este refuerzo está compuesto por 6 paquetes. (FIG.2)

$$\text{Área de ese refuerzo:} \quad 1 \text{ varilla de } 1" = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \times 3 \times 5.07 = 91.26 \text{ cm}^2$$

Este dato lo utilizaremos posteriormente, pues es necesario calcular el momento estático del área del concreto y revisar que sea igual con el del área de acero, para entonces revisar los esfuerzos de trabajo.

7. Momento estático del área de concreto y acero.

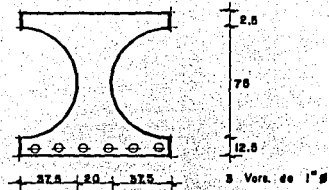
Considerando el eje neutro a una profundidad de 35 cm. y recordando que el momento estático en el producto del área por su brazo de palanca, dividiremos la dovela en 6 áreas:

| | | | | |
|---------------------|---|----------------------------|---|---------------------------|
| a) M. Est. concreto | = | 12.5 x 95 x 28.75 | = | 34,140.63 cm ³ |
| | | 0.5(95 + 60) x 4.5 x 20.25 | = | 7,062.19 |
| | | 0.5(60 + 44) x 4.5 x 15.75 | = | 3,685.50 |
| | | 0.5(44 + 38) x 4.5 x 11.25 | = | 2,075.63 |
| | | 0.5(38 + 30) x 4.5 x 6.75 | = | 1,032.75 |
| | | 0.5(30 + 24) x 4.5 x 2.25 | = | 273.38 |

$$\text{Suma} = \underline{\underline{48,270.06 \text{ cm}^3}}$$

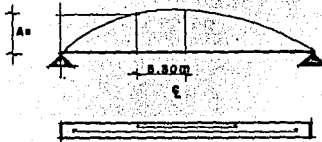
* Apartado 3.2 S.C.T.

FIG. 2 Proposición de paquetes



Acotación en centímetros

FIG. 3 Area de acero de acuerdo al momento flexionante



CROQUIS

losa aligerada

FALLA DE ORIGEN

$$\begin{aligned}
 \text{b) M. Est. acero} &= A_s n (d - Kd) \\
 &= 91.26 \times 9 (94.00 - 35) \\
 &= 48,459.06 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

c) Comparación momento estático del área de concreto y área de acero.

$$\begin{aligned}
 \text{M. Est. concreto} &= \text{M. Est. acero} \\
 48,270.06 \text{ cm}^3 &= 48,459.06 \text{ cm}^3 \quad \therefore \text{ se acepta}
 \end{aligned}$$

Una vez que el momento estático del concreto y del acero son similares determinaremos los esfuerzos de trabajo buscando el valor de jd.

Relación de fc para cada área de dovola.

$$\begin{aligned}
 x &= 35 \div 35 = 1.00 \\
 x &= 22.5 \div 35 = 0.642 \\
 x &= 18 \div 35 = 0.514 \\
 x &= 13.5 \div 35 = 0.385 \\
 x &= 9 \div 35 = 0.257 \\
 x &= 4.5 \div 35 = 0.128
 \end{aligned}$$

8. Brazo de palanca jd.

Para determinar los esfuerzos de trabajo se busca el brazo de palanca jd = d - z donde z es la profundidad de la resultante de compresión, cuyo valor se obtendrá a partir del volumen de compresión que se calcula:

$$C = \frac{1}{2} f_c b d K$$

$$K = 0.33$$

| Fuerza: | Brazo: | Momento: | |
|---|-------------|------------------------------|-------------|
| $\frac{1}{2}(1+0.642)95 \times 12.5$ fc | = 974.94 fc | $12.5 \times 0.33 = 4.12$ | 4,016.75 fc |
| $\frac{1}{2}(0.642+0.514)4.5 \times \frac{95+60}{2}$ fc | = 201.58 fc | $(12.5+4.5)0.33 = 5.61$ | 1,130.86 fc |
| $\frac{1}{2}(0.514+0.385)4.5 \times \frac{60+44}{2}$ fc | = 52.59 fc | $(17+4.5)0.33 = 7.09$ | 372.86 fc |
| $\frac{1}{2}(0.385+0.257)4.5 \times \frac{44+38}{2}$ fc | = 29.61 fc | $(26 \times 0.33) = 8.58$ | 254.05 fc |
| $\frac{1}{2}(0.257+0.128)4.5 \times \frac{38+30}{2}$ fc | = 29.45 fc | $(30.5 \times 0.33) = 10.96$ | 296.26 fc |
| $\frac{1}{2}(0.128)4.5 \times \frac{30+24}{2}$ fc | = 7.77 fc | $(35 \times 0.33) = 11.55$ | 89.74 fc |
| / Suma F = 1,295.94 fc | | Suma M = 6,160.52 fc | |

9.- Esfuerzos de trabajo .

Análisis de tensión .

$$Z = \frac{M}{F} \therefore Z = \frac{6,160.52 \text{ fc}}{1,295.94 \text{ fc}} = 4.75 \text{ cm}$$

$$jd = d - Z = 94 - 4.75 = 89.25 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{M_t}{A_s jd} = \frac{5'695,872}{91.26 \times 89.25} = 699.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$699.31 \text{ Kg/cm}^2 < 2,100 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{Se acepta}$$

actuante permisible

Análisis de compresión :

$$C_{jd} = M$$

$$1,295.92 \text{ fc} \times 89.25 = 5'695,872$$

FIG-4 Corte longitudinal de la losa

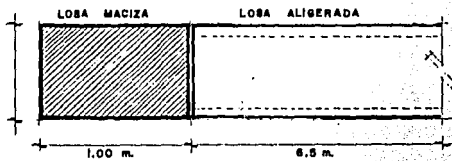


FIG-5 Cortante por carga móvil

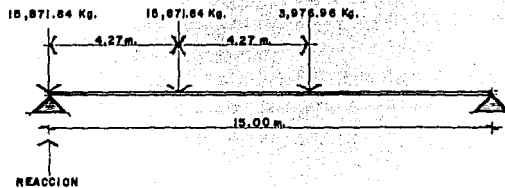
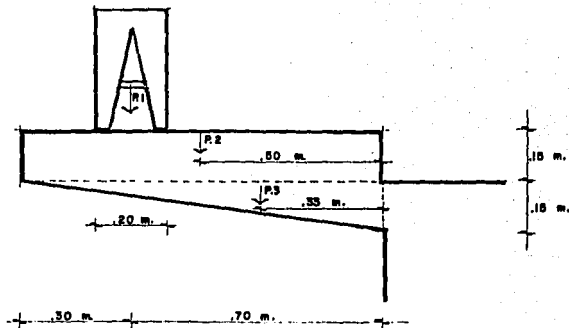


FIG-6 Análisis del volado



CROQUIS

losa aligerada

FALLA DE ORIGEN

$$f_c = \frac{5'695,872}{1,295.94 \times 89.25} = 49.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c \text{ perm} \leq 0.4 f'_c = 0.4 \times 250 \text{ Kg} = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$49.25 \leq 100 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{se acepta}$$

act. perm.

10. Área de acero de acuerdo al momento flexionante; considerando que la variación del momento flexionante a lo largo del claro es una parábola, podemos levantar un área de acero, eliminando la mitad antes de llegar al apoyo. (FIG. 3)

$$X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_{st} - A_{sl}}{A_{st}}} = \frac{15}{2} \sqrt{\frac{91.26 - 45.63}{91.26}}$$

$$X = 5.30 \text{ m.}$$

A_{st} = Área total acero

A_{sl} = Área levantada

X = Distancia del centro del claro donde se coloca el acero total.

11. Acero por distribución.

Se coloca en el lecho inferior de la losa de acuerdo con el siguiente porcentaje:

$$\% A_{sd} = \frac{100}{\sqrt{3.28S}} \leq 50\% \quad (\text{ASSHO 1.3.2.E})$$

$$= \frac{100}{3.28 \times 15} = 14.26 < 50\% \therefore \text{se acepta}$$

$$A_{sd} = 0.143 \times 91.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{sd} = 13.017 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando varillas de $1/2" \Phi$ a/c 10 cm.

12. Área de acero necesario para temperatura.

Este refuerzo se coloca en el lecho superior de la losa y en ambos sentidos, y en el lecho inferior en el sentido perpendicular al del acero por flexión. (ASSHO 1.5.6.H)

$$A_s \text{ temp.} \geq 2.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

separación máxima: 45 cm

por lo tanto, usando varillas de $3/8" \Phi$ a/c 25 cm.

13. Revisión de la dovela por cortante. (FIG. 4)

Es necesario verificar la zona próxima a los apoyos, ya que debe ser losa maciza:

Cálculo del cortante admisible:

$$\begin{aligned}v_{adm} &= 1.32 \sqrt{f'c} \\v_{adm} &= 1.32 \sqrt{250} \\v_{adm} &= 20.95 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Cortante por peso propio:

Supondremos que los tubos de cartón llegan a 1.00 m del apoyo, entonces el cortante por peso propio será:

$$\begin{aligned}V_{pp} &= P \text{ asfalto} + P \text{ parapeto} + P \text{ dovelas} + P \text{ orilla maciza.} \\&= 62.7(7.5) + 50.00(7.5) + 1219.71(6.5) + 0.95 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.400 \\&= 470.25 + 375 + 7928.12 + 2280.00 \\&= 11,053.37\end{aligned}$$

Cortante por carga móvil según AASHO.*

Consultaremos en este caso las tablas de las especificaciones AASHO con detención, viendo el peso del camión considerando el cortante que procede. (FIG. 5)

Para nuestro ejemplo y teniendo las características de carga de HS - 15 y un claro de 15 metros, tendremos:

$$HS = 15 \qquad 43,700 \text{ libras} \qquad = \qquad 19,839.80 \text{ Kg}$$

$$R = \frac{15,871.84(15) + 15,871.44(10.73) + 3,967.96(6.46)}{15}$$

$$R = 28,934.14 \text{ Kg.}$$

Como este cortante es producido por un móvil, incrementaremos el impacto:

$$V_{cm} = \frac{V_{cu} + I}{2 E} + \frac{28,934.14 \times 1.26}{2 \times 2.12} = 8,598.35 \text{ Kg}$$

el cortante total será de:

$$\begin{aligned}V_t &= V_{pp} + V_{cm} \\V_t &= 11,053.37 + 8,598.35 \\V_t &= 19,651.72 \text{ Kg}\end{aligned}$$

*Apéndice A, Especificaciones AASHO

Cortante central = $V'm$:

$$V'm = \frac{15,871.84(8.54) + 15,871.54(4.27)}{15}$$

$$V'm = \frac{135,545.51 + 67,772.75}{15}$$

$$V'm = 13,554.55$$

$$V'm + I = \frac{V'm + I}{2E} = \frac{13,554.55 \times 1.26}{2 \times 2.12} = 4,028.00 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} V1.00m &= (V'm + I) + \frac{Vt - V'm + I}{L/2} (L/2 - 1.00) & L &= 15 \text{ m.} \\ &= 4,028 + \frac{19,651.72 - 4,028.00}{7.5} (6.5) \\ &= 17,568.56 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Cortante en la orilla maciza :

$$V = \frac{Vt}{bjd} = \frac{19,651.72}{95 \times 89.25} = 2.31 \text{ Kg}$$

El cortante que permite el concreto es :

$$V = 0.29 \sqrt{f'c} = 0.29 \sqrt{250} = 4.58 \text{ Kg}$$

$V < V_{cad}$ \therefore se acepta

$$V.100m = \frac{V.100}{bd} = \frac{17,568.56}{15 \times 94} = 12.46 \text{ Kg} > 4.58 \text{ Kg}$$

Será necesario reforzar la parte central de la losa.

Cortante que absorbe el concreto:

$$Vc = b d v c = 15 \times 94 \times 4.58 = 6,457.80 \text{ Kg}$$

$$V = V.100 - Vc = 17,568.56 - 6,457.80 = 11,110.76 \text{ Kg}$$

$$\text{Separación de estribos } \phi \frac{1}{2} \text{ " } \quad A_s = 1.272 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_s f_s J d}{V} = \frac{(1.27 \times 2) \times 2,100 \times 89.25}{11,110.76}$$

$$S = 42.84 \text{ cm.}$$

se usarán estribos de $\phi \frac{1}{2}$ " c 45cm

Una vez determinado el acero de refuerzo que necesitará nuestra losa y con base en las dovelas centrales, analizaremos la parte externa del puente, es decir el volado. (FIG. 6)

Análisis del volado.

En esta parte intervienen el peso del parapeto y el trapecio de concreto que se observe.

1.- Momento por peso propio.-

| Fuerza | Brazo | Momento |
|------------------------------------|--------|------------------|
| P1 = 200 Kg | 0.75 m | 140.0 Kg-m |
| P2 = 0.15 x 1.00 x 2,400 = 360 Kg | 0.50 m | 180.0 Kg-m |
| P3 = 0.150 x 1 x 0.5 x 2,400 = 180 | 0.33 m | 59.4 Kg-m |
| Vpp = 740Kg | | Mpp = 379.4 Kg-m |

2.- Momento por carga viva:

En este caso no intervienen, debido a que el tránsito por la banquetas se reduce solamente al de personas por lo que consideraremos que el momento y carga que generen el peso de personas sea observado por factores de seguridad, contemplados en las fórmulas.

3.- Momento total:

$$M_t = M_{pp} = 379.40 \text{ Kg-m}$$

4.- Cortante total:

$$V_t = V_{pp} = 740 \text{ Kg.}$$

5.- Diseño del volado:

$$d \sqrt{\frac{M_t}{q_b}} = \sqrt{\frac{37,940}{14.65 \times 100}} = 5.07 \text{ cm} \quad q = 14.65 \text{ (Dato de la hoja 12)}$$

En este caso suponemos una $d = 15 \text{ cm.}$, por lo cual estamos sobrados pero lo dejaremos así, con objeto de que los momentos que las personas que circulan por esa longitud se toman.

$$d = 13 \quad r = 2 \quad h = 15$$

Área de acero necesaria:

$$A_s = \frac{M_t}{f_c J d} = \frac{37,940}{2,100 \times 0.9 \times 13} = 1.54 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\phi 3/8' \text{ a/c } 40 \text{ cm.}$$

6.- Revisión del diseño por cortante:

$$V_{pem} = 0.29 \sqrt{f'c} = 0.29 \sqrt{250} = 4.585 \text{ Kg}$$

$$V_t = V_{pem} \times b d$$

$$d = \frac{V_t}{V_{pem} b} = \frac{740}{4.585 \times 100} = 1.61 \text{ cm}$$

$$d_v < d \text{ calc.} = 15 \text{ cm} \therefore \text{se acepta}$$

7.- Acero por temperatura:

Este refuerzo será colocado en el lecho inferior de la losa del voladizo. (AASHO: 1.5.6.H)

$$A_{st} \geq 2.4 \text{ cm}^2 / \text{M}^2$$

Separación máxima ≤ 45 cm. por lo tanto:

$$\text{Varilla de } 3/8" : A_s 3/8" = 0.7/\text{cm}^2$$

$$\frac{2.4}{0.71} = 3.38 \quad 4 \text{ var } 3/8" \text{ a/c } 25 \text{ cm}$$

La razón principal de que el voladizo nos haya resultado tan pequeño es que no se afecta por cargas vivas.

Diseño de la viga marginal. (FIG. 7)

1.- Análisis del peso propio:

$$P1 = 0.305 \times 1 \times 1 \times 2,400 = 732 \text{ Kg/m}$$

$$P2 = 0.05 \times 0.68 \times 2,200 \times 1 = 74.80 \text{ Kg/m}$$

$$P3 = (0.375 \times 1 - \frac{11 \times 0.375^2}{2}) \times 2,400 = 369.85 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Parapeto: } \frac{200 \times 2}{10} \times 0.68 = 27.2 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pp} = 1,203.85 \text{ Kg/m}$$

2.- Carga móvil más impacto:

Seguendo las especificaciones de la S.C.T., la viga marginal longitudinalmente se proyecta para resistir el 20% del momento por carga viva total. *

$$\text{es decir: } M = 0.20 M_{cv} + I$$

$$M = 0.20 \times 82,615.10 \text{ Kg-m}$$

$$M = 16,523.02 \text{ Kg-m}$$

Momento total:

$$M_t = M_{pp} + M_{cv} + I$$

$$M_{pp} = \frac{W_{pp}^2}{8} = \frac{1,203.85 \times (13)^2}{8} = 33,858.28$$

$$M_t = 33,858.28 + 16,523.02 = \underline{50,381.48 \text{ Kg-m}}$$

*APARTADO 3.2 S.C.T.

3.- Area de acero necesaria para la flexión. (FIG. 8)

$$X = \frac{22.5}{35} \text{ fc} = 0.642 \text{ fc}$$

$$X = \frac{20}{35} \text{ fc} = 0.571 \text{ fc}$$

$$X = \frac{15}{35} \text{ fc} = 0.428 \text{ fc}$$

$$X = \frac{10}{35} \text{ fc} = 0.285 \text{ fc}$$

$$X = \frac{5}{35} \text{ fc} = 0.143 \text{ fc}$$

Momento estático con respecto al eje neutro :

$$(12.5 \times 68 \times 28) + \left(\frac{68+60}{2} \times 2.5 \times 21.25 \right) + \left(\frac{60+50}{2} \times 5 \times 17.5 \right) + \left(\frac{50+45}{2} \times 5 \times 12.5 \right) + \left(\frac{45+41}{2} \times 5 \times 7.5 \right) + \left(\frac{41+37}{2} \times 5 \times 2.25 \right)$$

$$\text{MEST} - \text{C} = 23,800 + 3,400 + 4,812.5 + 2,968.75 + 1,612.5 + 438.75$$

$$\text{MEST} - \text{C} = 37,032.50 \text{ cm}^3$$

Area de acero necesaria para equilibrar momentos:

$$\text{MEST ACERO} = nA_s (d - Kd)$$

$$A_s = \frac{\text{MEST} - \text{C}}{n(d - Kd)} = \frac{37,032.50}{9(94 - 35)}$$

$$A_s = 69.74 \text{ cm}^2$$

Propondremos 7 paquetes formados cada uno por 2 varillas de 1" de diámetro.

$$7 \text{ Paq. } 2 \phi 1"$$

$$7 \text{ paquetes de } 2 \text{ varillas de } 1" = 7 \times 2 \times 5.06 = 70.84 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

$$\text{MEST. Acero} = \text{MEST. concreto.}$$

4.- Esfuerzo en el concreto y en el acero.

Debemos determinarlos para saber si están trabajando dentro de los esfuerzos admisibles.

| Fuerza | Brazo | Momento |
|--|---------------------------|--------------------------|
| $\frac{1}{2} (1 + 0.642) 12.5 \times 68$ | $f_c = 697.85 \text{ fc}$ | $12.5 \times .33 = 4.12$ |
| $\frac{1}{2} (0.642 + .571) 2.5 \times 64$ | $f_c = 97.04 \text{ fc}$ | $15 \times .33 = 4.95$ |
| $\frac{1}{2} (.571 + .428) 5 \times 55$ | $f_c = 137.36 \text{ fc}$ | $20 \times .33 = 6.60$ |
| $\frac{1}{2} (.428 + .285) 5 \times 47.5$ | $f_c = 84.67 \text{ fc}$ | $25 \times .33 = 8.25$ |
| $\frac{1}{2} (.285 + .143) 5 \times 43$ | $f_c = 46.01 \text{ fc}$ | $30 \times .33 = 9.9$ |
| $(.143 \times 5 \times 39)$ | $f_c = 27.88 \text{ fc}$ | $35 \times .33 = 11.5$ |
| | | 2,875.14 fc |
| | | 480.35 fc |
| | | 906.58 fc |
| | | 696.53 fc |
| | | 455.50 fc |
| | | 320.014 fc |

$$EF = 1,090.81 \text{ fc}$$

$$E = 5,738.11 \text{ fc}$$

$$Z = \frac{EM}{EF} = \frac{5,738.11}{1,090.81} = 5.26$$

$$Jd = d - z = 94.00 - 5.26 = 88.74 \text{ cm.}$$

Tensión:

$$f_s = \frac{M_t}{A_s j d} = \frac{50,381.48}{70.84 \times 88.74}$$

$$f_s = 801.44 < 2,100 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ se acepta}$$

Compresión:

$$M_t = j d c$$

$$50,381.48 = 88.74 \times 1,090.81 \text{ f}'c$$

$$f'_c = \frac{50,381.48}{88.74 \times 1,090.81}$$

$$f'_c = 52.04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c < f_{cad} \quad \therefore \text{ se acepta}$$

5.- Porcentaje de acero por levantar

$$X = \frac{\ell}{2} \sqrt{\frac{A_s T - A_s \ell}{A_s T}}$$

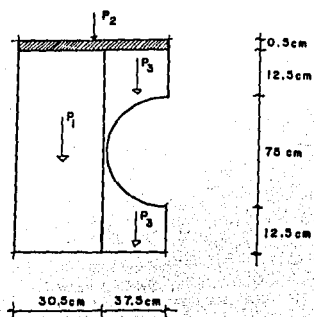
$$X = \frac{15}{2} \sqrt{\frac{70.84 - 35.42}{70.84}}$$

$$X = 7.5 (0.5)$$

$$X = 5.30 \text{ m}$$

(FIG. 9)

FIG.-7 Diseño de viga marginal.



FALLA DE ORIGEN

FIG.-8 Area de acero necesario para la flexion

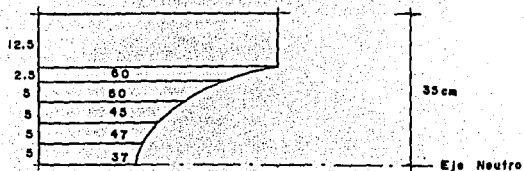
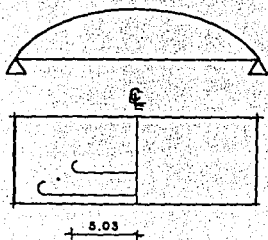


FIG.-9 Acero por levantar



Se levantará la mitad del acero.

6.- Area de acero por distribución: (AASHO:1.3.2.E)

$$\% \text{ Asd} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 8}} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 15}} = 14.26 \%$$

$$\text{Asd} = 70.84 \times 0.1426$$

$$\text{Asd} = 10.10 \text{ cm}^2/\text{m se proponen varillas de } 1/2" \text{ a/c } 10 \text{ cm.}$$

Acero por temperatura:

Varilla de 3/8" a/c 25 cm (AASHO: 1.5.6.H)

7.- Revisión por cortante:

Como en el caso de las dovelas Intermedias, la dovela marginal (FIG. 10) será maciza.

$$\begin{aligned} V_{pp} &= W_{esf} + W_{parapeto} + W_{losa \text{ maciza.}} \\ &= 74.06 + 27.2(7.5) + 0.68 \times 1 \times 2,400 \times 1.00 + 806.8 \text{ (6.5)} \\ V_{pp} &= 74.06 + 1,632 + 5,244.2 \\ V_{pp} &= 7,154.28 \text{ Kg} \end{aligned}$$

8.- Carga total:

El valor de la carga viva será el mínimo que se tomó para las dovelas interiores.

$$\begin{aligned} V_{em} &= 8,598.35 \\ V_{tot} &= V_{cm} + V_{pp} = 8,598.35 + 7,154.28 \\ V_{total} &= 15,752.63 \text{ Kg} \end{aligned}$$

El cortante central también será igual al de las dovelas anteriores, es decir:

$$\begin{aligned} V_{cm} &= 4,028.00 \text{ Kg} \\ V_{100} &= 4,028.00 + \frac{(15,752.63 - 4,028)}{10} (6.5) \\ V_{100} &= 11,648.60 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

(FIG. 11)

$$\begin{aligned} V_{sec} &= \frac{V_t}{b_j d} = \frac{15,752.63}{30,548.64} = 5.82 \text{ Kg} \\ V_{adm} &= 0.29 \sqrt{f'c} = 0.29 \sqrt{250} = 4.59 \text{ Kg} \\ V_{sec} &> v_{adm} \text{ necesitamos refuerzo cortante.} \end{aligned}$$

9.- Estribos para refuerzo tomar cortante:
(FIG. 12)

Usando varilla 1/2" tendremos área varilla 1/2" = 1.26 cm²

$$A_v = 2 \times 1.26 = 2.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación} = \frac{A_v f'_{ts}}{b V \sec} = \frac{2.52 \times 2,100}{30.5 \times 5.82}$$

Sep = 29.81 cm = 30cm
est. 1/2" a/c 30 cm

B) Diseño de la losa con nervadura de concreto.

Proposición de dimensionamiento. (FIG. 13)

Ancho de calzada = 9.80m

Datos del Proyecto


Carga tipo = HS-15
Longitud = 15 metros (49.21 pies)
 $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 2,100 \text{ Kg/cm}^2$
M = 458,000 lb-pie = 69,098.48 Kg-m
Fp = 43,710 lb = 13,322.8 Kg

Diseño de losa en el voladizo.

1.- Análisis del peso propio.-

- a) Parapeto: T.P.1 - 150 Kg/m
Brazo = 1.00 + 0.50 = 1.50m
Momento = 1.5 x 150 = 225
M = 225 Kg-m
- b) Benqueta:
Peso/m = 0.15 x 0.60 x 1.00 x 2,400 = 216 Kg
Brazo = $\frac{0.60}{2} + 1.00 = 1.30\text{m}$

Momento = 216 Kg x 1.30m
M = 280.80 Kg-m

- c) Guarnición  $\frac{0.15 \times 0.30}{2} \times 1.00 \times 2,400 = 54 \text{ Kg}$

Brazo = (1.00 - 0.15) + $\frac{2(15)}{3}$ = 0.95m

Momento = 54 x 0.95
M = 51.30 Kg-m

FIG. 10

Dovela maciza cerca
del apoyo

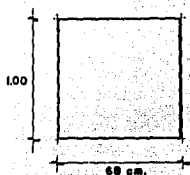


FIG. 11

Diagrama de cortante

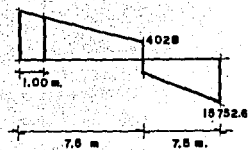


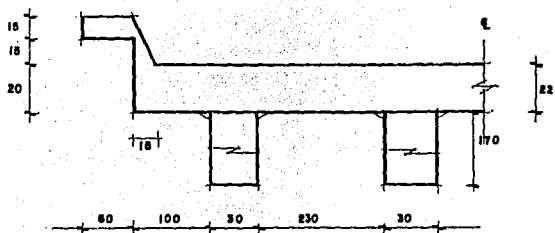
FIG. 12 Estribos



CROQUIS

losa aligerada

FIG. 13 Proposición de dimensionamiento



Acotación en centímetros.

CROQUIS

losa maciza-nervadura de concreto

d) Losa en voladizo

$$\frac{0.20 + 0.22}{2} \times 1.00 \times 1.00 \times 2,400 = 516 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 1.00 (.05) = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 516 \times 0.5$$

$$M = 258 \text{ Kg-m}$$

e) Asfalto en voladizo

$$0.85 \times 0.030 \times 2,200 = 56.1 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } \frac{0.85}{2} = 0.425 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 56.1 \times 0.425 = 23.84 \text{ Kg-m}$$

f) Suma de momentos: 225.00 parapeto
280.80 banquetta
51.30 guarnición
258.00 laza en voladizo
23.84 asfalto en voladizo

$$M_{pp} = \frac{838.94}{\quad} \text{ Kg-m}$$

2.- Momento por carga viva en el voladizo.

$$\begin{aligned} \text{Eje trasero} &= 13,322.80 \text{ Kg} \\ \text{Peso} &= 6,661.40 \text{ Kg} \\ \text{Brazo} &= (1.00 - 0.15 - 0.40) = 0.45 \text{ m} \\ \text{Momento} &= 6,661.40 \times 0.45 \\ M &= 2,997.63 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

a) Momento por metro de ancho:

$$E = 0.08 \times X + 1.143$$

$$X = 1.00 - 0.15 - 0.40 - 0.45 \text{ m}$$

$$E = 0.08 (0.45) + 1.143 = 1.179 \text{ m}$$

$$E = 1.179$$

$$M = \frac{P_x}{E} = \frac{2,997.63}{1.179} = 2,542.52 \text{ Kg-m}$$

b) Impacto:

$$I = \frac{15.20}{L + 38.10} = \frac{15.20}{15 + 38.10} = 0.286$$

$$M_{cv} = 2,542.52 \times 1.288$$

$$M_{cv} = 3,269.68 \text{ Kg-m}$$

c) Momento total:

$$M_{pp} + M_{cv} = MT$$
$$3,269.68 + 838.94 = MT$$

$$\text{Momento total} = 4,108.62 \text{ Kg-m en el voladizo}$$

3.- Momento entre nervaduras.-

$$M_{pp} = \frac{Wl^2}{10}$$

$$\text{Concreto } 0.22 \times 2.30 \times 2,400 = 1,214.40 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Asfalto } 0.03 \times 2.30 \times 2,200 = 151.80 \text{ Kg/m}$$

$$\hline 1,366.20 \text{ Kg/m}$$

$$M_{pp} = 1,366.20 \times \frac{(2.3)^2}{10} = 722.72 \text{ Kg - m}$$

b) Momento por carga viva : (AASHO: 1.3.2.C)

$$E = 0.083S + 1.42 \leq 2.13$$

$$E = 0.083(2.3) + 1.42 = 1.564$$

$$M = \frac{P_s}{5E} = \frac{6,661.40 \times 2.3}{5 \times 1.564} = 1,959.24 \text{ Kg - m}$$

c) Impacto: $I = 1.288$

$$M_{cv} = 1,959.24 (1.288) = 2,519.58 \text{ Kg-m}$$

d) Momento total: $M_{cv} + M_{pp}$

$$MT = 2,519.58 + 722.72 = 3,242.30 \text{ Kg-m}$$

4.- Diseño de la losa

$$a) d = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \alpha = 0.262$$

$$M = 4,108.62 \text{ Kg-m (voladizo)}$$

$$d = 0.262 \sqrt{\frac{4,108.62}{100}} = 16.79 \text{ cm}$$

Se adopta un $d = 17 \text{ cm}$ $R = 3 \text{ cm}$ (recubrimiento)

b) Area de acero:

$$A_s = \frac{M}{f_{yjd}} = \frac{4,108.62}{2,100(0.899)17} = 12.80 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se propone var de $1/2''$ a/c 10 cm.

c) Longitud de desarrollo: (porcentaje de acero por levantar)

$$x = 0.354L = \frac{f}{2} \frac{A_s T - A_s L}{A_s T}$$

$$x = 0.354(15)$$

$$x = 5.31 \text{ m}$$

d) Acero de refuerzo transversal : (AAHSO : 1.3.2.E)

$$\% A_s = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 5}} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 15}} = \frac{100}{\sqrt{49.2}} = \frac{100}{7.014} = 14.25 \%$$

$$AD = 0.1425 \times 12.80$$

$$AD = 1.82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se proponen var. $3/8''$ a/c 35 cm.

e) Acero por temperatura : (AASHO 1.5.6.H)

$$A_s \text{ temp.} \geq 2.4 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_s \text{ temp.} = 4 \text{ var. de } 3/8'' \text{ a/c } 25 \text{ cm.}$$

f) Acero adicional sobre el diafragma:

$$AD = 0.5 AS$$

$$AD = 0.5 (12.80) = 6.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se propone var. $1/2''$ a/c 20 cm.

$$\text{Longitud del bastón: } L = \frac{5}{4} + 0.5 = 0.95 \text{ m.}$$

Diseño de la nervadura (FIG. 14)

Se toma el valor de b, que sea menor:

$$b = \frac{l}{4} = \frac{15}{4} = 3.75 \text{ m.}$$

$$b = 12(t) + b' = 12(22) + 30 = 2.94 \text{ m.}$$

$$b = \frac{\text{Ancho calzada}}{3} = \frac{9.80}{3} = 3.27 \text{ m.}$$

1.- Diseño del diafragma y centro de gravedad . (FIG. 15)

$$\bar{y} = \frac{(25 \times 155 \times 77.5) + (22 \times 147 \times 166)}{25 \times 155 + 22 \times 147}$$

$$\bar{y} = 117.76 \text{ cm.}$$

$$\bar{X} = 12.5 \text{ cm.}$$

$$b = \frac{2 \times \text{ancho nerv.}}{\text{No. nerv.}} = \frac{2 \times 2.94}{4} = 1.47 \text{ m.}$$

2.- Centro de gravedad de la nervadura .

$$\bar{y} = \frac{[.30(1.60)0.80] + (45+30)(0.05)(1.6347) + (.22 \times 2.94)(1.81)}{(.30 \times 1.60) + \frac{(45+30)}{2} 0.10 + (0.18 \times 2.05)}$$

$$\bar{y} = 1.31 \text{ m.}$$

$$\bar{x} = 0.15 \text{ m.}$$

FIG. 14 Diseño de la nervadura

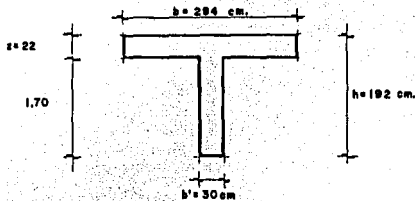


FIG. 15 Diseño del diafragma

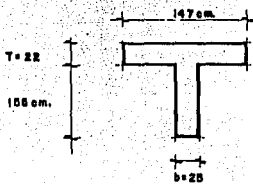


FIG. 16

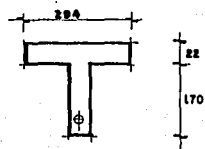
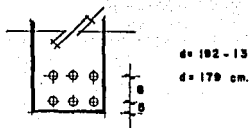


FIG. 17 Armado



CROQUIS

nervadura de concreto

FALLA DE ORIGEN

3.- Momento de inercia de la nevadura.-

$$I_{x_1} = \frac{bh^3}{12} + AP^2$$

$$= \frac{30 \times 160^3}{12} + 30(160) \left(131 - \frac{160}{2} \right) = 22'724,800 \text{ cm}^4$$

$$I_{x_2} = \frac{h^3 (B^2 + b^2 + 4Bb)}{36(B+b)} + \frac{B+b}{2} h (165.28 - 131.0)^2$$

$$= \frac{10^3 (45^2 + 30^2 + 4(45)(30))}{36(45+30)} + 440,669.4 = 443,752.73 \text{ cm}^4$$

$$I_{x_3} = \frac{294 \times 22^3}{12} + 294(22)(181 - 131)^2 = 16'430,876.00 \text{ cm}^4$$

$I_{xx \text{ total}} = 39'599,428.73 \text{ cm}^4$

$I_{xx \text{ total}} = 0.3959942873 \text{ m}^4$

Momento de inercia del diafragma .-

$$I_1 = \frac{25 \times 155^3}{12} + (25 \times 155)(117.76 - 77.5)^2 = 14'038,934.87$$

$$I_2 = \frac{147 \times 22^3}{12} + (147 \times 22)(166 - 177.76)^2 = 7'656,271.64$$

$I_{xx \text{ total}} = 21'695,206.51 \text{ cm}^4$

4.- Momentos del puente.-

Para diseño de nevaduras

a) Cubicación de la superestructura:

| | | | | |
|---------------|---|----------------------|---|---------------------|
| 1. Banqueta | = | 0.80 x 0.15 | = | 0.09 m ² |
| 2. Guarnición | = | (0.15 x 0.30)/2 | = | 0.0225 |
| 3. Voladizo | = | 0.21 x 1.15 | = | 0.2415 |
| 4. Losa | = | 0.22 x 3.9 | = | 0.858 |
| 5. nevadura | = | 2(1.70 x 0.30) | = | 1.02 |
| 6. Carteles | = | 2(0.10) ² | = | 0.02 |

$$A/2 = 2.25 \text{ m}^2$$

$$A = 4.50 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Peso} &= \text{Area} \times \text{Longitud} \times 2400 \text{ Kg}^3 \\ \text{Peso} &= 4.50 \times 15.60 \times 2400 \\ \text{Peso} &= 168480 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

b) Cubicación de los diafragmas externos:

$$\frac{1.70 + 1.74}{2} \times 2.3 - \frac{1.74 \times 1.76}{2} \times 1.15 - \frac{3(0.10)^2}{(2)}$$

$$\frac{A}{2} = 3.956 + 2.013 - 0.0075$$

$$A = 11.923 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = 2(11.923 \times 0.25 \times 2400)$$

$$\text{Peso} = 14,307.60 \text{ Kg.}$$

c) Cubicación de los diafragmas intermedios:

$$\frac{1.55 + 1.59}{2} \times 2.3 + \frac{1.59 + 1.61}{2} \times 1.15 - 0.0075$$

$$A/2 = 5.44 \text{ m}^2$$

$$A = 10.88 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = 2(10.88 \times 0.25 \times 2400) = 2(6,528.00 \text{ Kg})$$

$$\text{Peso} = 13056 \text{ Kg.}$$

d) Peso de la carpeta asfáltica:

| | | |
|------------------|---|----------------------|
| Ancho de calzada | = | 9.80 m. |
| Espesor | = | 0.03m. |
| Longitud | = | 15.60 m. |
| Volumen | = | 4.586 m ³ |
| Peso | = | 10089.20 Kg. |

e) Peso del parapeto:

$$*150 \text{ Kg} \times 2 \times 15.6 = 4,680 \text{ Kg.}$$

f) Peso total:

| | |
|----|-----------|
| a) | 168480.00 |
| b) | 14307.60 |
| c) | 13056.00 |
| d) | 10089.00 |
| e) | 4680.00 |

$$\frac{210612.60 \text{ Kg} + 15}{15} = 14,040.84 \text{ Kg/m}$$

* DATO SUPUESTO

g) Momento flexionante:

$$M = \frac{W_{pp} L^2}{8} = \frac{14,040(15)^2}{8} = 394,898.63 \text{ Kg-m}$$

h) Momento por cargas concentradas :

$$M = 97,920 \text{ Kg-m} \quad M = 3 \frac{PL}{8} \quad M = \frac{3(6,528)15}{8}$$

i) Momento total por peso propio:

$$MT_{pp} = 394,898.63 + 97,920.00$$

$$MT_{pp} = 492,818.63 \text{ Kg-m}$$

j) Momento por nervadura: $492,818.63 \div 4$

$$Mc_{MpN} = 123,204.66 \text{ Kg-m}$$

k) Momento por carga móvil

Para HS - 15 y L = 15m

$$M = 69,098.48 \text{ Kg-m}$$

$$M_{cv+I} = 69,098.48 \times 1.286 = 88860.65 \text{ Kg-m}$$

l) Cortante máximo:

$$R_{\text{max}} = 13,322.8 \text{ Kg}$$

$$V_{cv+I} = 13,322.8 \times 1.286 = 17,133.13 \text{ Kg}$$

m) Factor de concentración:

$$EMI = 0 = p(2) - 2Px + P(4+2.9)$$

$$2Px = P(8.9)$$

$$2x = 8.9$$

$$x = \frac{8.9}{2}$$

$$x = 4.45 \text{ m.}$$

$$e = \frac{L}{2} - x$$

$$e = \frac{9.8}{2} - 4.45 = 0.45 \text{ m.}$$

$$M = 2M_{\text{max}} = 2(88860.65) = 177,721.30$$

$$\frac{M}{4} = 44430.33 \text{ Kg-m}$$

| Ner | I | A=2I-s | B 0.165 e(A) | I+B | (M + 4) (I+B) |
|-----|---|--------|-----------------|--------|---------------|
| 1 | 1 | -1 | | | |
| 2 | 2 | 1 | | | |
| 3 | 3 | 3 | | | |
| 4 | 4 | 5 | 0.4387 | 1.4387 | 63,924.14 |

n) Momento total = $M_{cv} + I + F_c + M_{pp}$
 $M_t = 63,924.14 + 123,204.66$
 $M_t = 187,128.80 \text{ Kg-m}$

5.- Diseño de la nervadura (FIG: 16)

Se supone un armado de 6 varillas de $1 \frac{1}{2}''$ (FIG:17)

$$A_{st} = 68.40 \text{ cm}^2$$

$$d = 192 - 13$$

$$d = 179 \text{ cm.}$$

a) Eje neutro:

$$K_d = \frac{bt^2 + (2n A_{st} d)}{2bt + 2n A_{st}}$$

$$K_d = \frac{294(22)^2 + 2(9)68.4(179)}{2(294)(22) + 2(9)68.4} = 25.60 \text{ cm}$$

25.60 > 22 \therefore viga T \therefore se acepta

b) Valor de Z :

$$Z = \frac{t}{3} \left(\frac{3kd - 2t}{2kd - t} \right) = \frac{22}{3} \left(\frac{3(25.60) - 2(22)}{2(25.60) - 22} \right)$$

$$Z = 8.23 \text{ cm}$$

c) Valor de Jd:

$$J_d = d - z$$

$$J_d = 179 - 8.23$$

$$J_d = 170.77$$

d) Revisión de esfuerzos de trabajo:

$$f_t = \frac{M}{A_s J_d} \quad (\text{tracción})$$

$$f_t = \frac{187,128.80}{68.4(170.77)} = 1,602.03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = 1,602.03 < 2,100 \quad \therefore \text{se acepta}$$

$$f_c = f_t \frac{kd}{n(d-kd)} \quad (\text{compresión})$$

$$f_c = 1602.03 \left(\frac{25.60}{9(179 - 25.60)} \right)$$

$$f_c = 29.70 \text{ Kg/cm}^2 < f_c = 112.50 \text{ Kg/cm}^2$$

e) Acero adicional en las caras de la nervadura:

$$A_s \text{ ad} = 0.04 A_s$$

$$= 0.04 (68.4) = 2.73 \text{ cm}^2$$

Se usarán var. 3/8", 2 piezas de cada lado.

f) Cortante por peso propio:

$$V_{cm} = \frac{W_{pp1} / 2}{4} + \frac{PDm \text{ inter} \times 2}{4} + \frac{PD \text{ ext}}{4}$$

$$V_{cm} = \frac{14,040.84 \times 7.5}{4} + \frac{6,528 \times 2}{4} + \frac{7,153.80}{4}$$

$$V_{cm} = 26,326.58 + 3264 + 1788.45$$

$$V_{cm} = 31,379.03 \text{ Kg.}$$

g) Cortante por carga viva:

$$V_{cv} + 1 + f_c = 13,322 \times 1.286 \times 1.4387 = 24,640.42 \text{ Kg.}$$

h) Cortante total:

$$V_{cm} + V_{cv} = 31,379.03 + 24,640.42 = 56,028.45 \text{ Kg}$$

i) Revisión del cortante: (AASHO 1.5.8.B)

$$Jd = d - l/2$$

$$Jd = 170 - 11$$

$$Jd = 168 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{vt}{bjd} = \frac{56,028.45}{30 \times 168}$$

$$v = 11.11 \text{ Kg}$$

$$\text{Cortante admisible: } v = 1.32\sqrt{f'c}$$

$$v = 1.32\sqrt{250}$$

$$v = 20.80 > 11.11 \quad \therefore \text{ se acepta}$$

j) Revisión por adherencia : (AASHO 1.5.6.J)

$$u_{\text{per}} = \frac{2.3\sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3\sqrt{250}}{3.81} = 9.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u_{\text{act}} = \frac{Vt}{\sum \phi jd} = \frac{56,028.45}{40(168)} = 8.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u_{\text{act}} < u_{\text{per}} \quad \therefore \text{ se acepta}$$

6.- Diseño del Diafragma.-

a) Valor del momento: $c = 0.305$

$$M_a = \frac{P}{4} \left(2E - c + \frac{24 ec}{30 E} - \frac{48 e^2}{30 E} - 2a \right)$$

$$M_a = \frac{13,322.8}{4} \left(2(2.6) - 1.75 + \frac{24 \cdot 305}{30 \cdot 2.6} (1.75) - \frac{48 (.305)^2}{30 \cdot 2.6} - 2(1.92) \right)$$

$$M_a = 3,330.7 (3.45 + 0.16 - 0.044 - 3.84)$$

$$M_a = 899.29 \text{ Kg-m}$$

b) Reacción en el diafragma :

$$R = P \left(\frac{1+s-4.27}{45} + \frac{s-4.27}{5} \right) = P (1.31)$$

c) Cortante por carga viva más impacto:

$$\begin{aligned} V_{cv} + I &= \frac{P}{4} \left(1 - \frac{18}{15} \frac{e}{E} \right) 1.286 \\ &= 3,330.7 \left(1 - \frac{18}{15} \frac{0.305}{2.6} \right) 1.286 = 4,263.30 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$V_{cv} + I + I_c = 4,263.30 \times 1.31 = 5,584.92 \text{ Kg}$$

$$M_{cv} + I + I_c = 1,519.71 \text{ Kg-m}$$

d) Reacciones:

$$w = 0.22 \times 2.400$$
$$w = 528.00 \text{ Kg}$$
$$R_1 = w \frac{2c+3E}{4} = 528 \frac{2(1.75)+3(2.6)}{4}$$

$$R_1 = 1,504.8 \text{ Kg}$$

$$x = \frac{E}{2} = \frac{2.6}{2} = 1.30 \text{ m}$$

e) Momento por peso propio :

$$M_{pp} = R_1 (E+x) + R_2 x - w \frac{(c+E+x)^2}{2}$$
$$= 1,504.8 (2.6+1.3) + 1,504.8(1.3) - 528 \frac{(1.75+2.6+1.3)^2}{2}$$
$$= 5,868.72 + 1,956.24 - 7,427.51$$
$$= 397.45 \text{ Kg-m}$$

f) Momento total:

$$M_t = M_{pp} S$$

$$= 397.45 \times 5$$

$$M_t = 1987.25 \text{ Kg-m}$$

g) Cortante total:

$$V_t = 1504.8 \times 5 = 7524.0 \text{ Kg}$$

h) Resumen de fuerzas:

$$M_t = 1987.25$$
$$+ 800.20$$

$$M_t = 2886.54 \text{ Kg-m}$$

$$V_t = 7524.00$$
$$+ 5584.92$$
$$13108.92 \text{ Kg.}$$

i) Diseño del diafragma:

$$A_s = \frac{M}{f_y d} = \frac{2,886.54}{2,100(143.77)} = 0.94 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se proponen 2 varillas de 5/16" de diámetro.

Se proponen 2 varillas de 5/16" de diámetro.

j) Revisión por cortante:

$$vadm = 1.32\sqrt{f'c} = 1.32\sqrt{250} = 20.86 \text{ Kg}$$

$$vact = \frac{VT}{bjd} = \frac{13,108.92}{25(145.77)} = 3.5 \text{ Kg} \therefore \text{OK}$$

k) Revisión por adherencia "u":

$$u_{ad.} = \frac{2.3\sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3\sqrt{250}}{0.63} = 57.27 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u_{act.} = \frac{VT}{E\phi jd} = \frac{13,108.92}{6(145.77)} = 15.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$u_{ad.} > u_{act.} \therefore$ se acepta

C) Diseño a base de nervaduras de acero

La frecuencia de fallas y la reducción de la vida útil de los puentes fueron, entre otros, los principales motores en la búsqueda de nuevas técnicas que hicieron posible la disminución del tiempo empleado en el sitio de la obra, junto con el mayor control de calidad de los trabajos ejecutados.

Se penso en el acero como elemento principal, su bajo peso y elevada manejabilidad acrecentaron su uso en puentes desde hace varios lustros sobre todo para empleos masivos en claros de diversas longitudes.

La hechura en taller de segmentos de acero y su posterior ensamble en obra, si bien representan un avance al disminuir el tiempo de ejecución en el lugar de construcción y procurar un mayor control de calidad, introducen nuevos factores que se reflejan directamente en el renglón económico.

Con este tipo de construcciones, la reducción en el tiempo constructivo y la mano de obra de campo como ventajas, con frecuencia se ven compensadas por el alto costo de ensamble y conexión de los componentes en el campo.

Este inicio pretende señalar el uso del acero dentro de proyectos para puentes.

En este caso se diseñará una traba típica interior, libremente apoyada, utilizando la acción compuesta con una losa de concreto (FIG. 18)

En este caso la viga y la losa serán proyectadas calculando los esfuerzos por el método del momento de inercia compuesto de acuerdo con las propiedades previamente determinadas de los distintos materiales que se usen.

Diseño de trabe típica interior

Datos de diseño:

| | |
|------------------|---|
| Carga tipo | Hs - 15 |
| Longitud: | 15 metros |
| f _c : | 200 Kg/cm ² |
| f y A 36: | 1404.30 Kg/cm ² (esfuerzo de diseño admisible) |
| n: | 12 (relación módulos de elasticidad) |
| s: | 3.00 m. (claro entre nervadura) |

1.- Momentos de diseño

carga muerta:

$$\text{capa asfalto} = 0.03 \times 3.00 \times 2200.22 = 198.00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{losa de piso} = 0.12 \times 3.00 \times 2400.00 = 864.00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{filete losa} = 0.05 \times 0.05 \times 2400.00 = 6.00 \text{ Kg/m}$$

Trabe acero:

$$\text{incluye diafragmas} = (\text{estimado}) = \underline{300.00 \text{ Kg/m}}$$

$$\text{carga muerta total} = \underline{1,368.00 \text{ Kg/m}}$$

$$\text{Momento máximo en el centro del claro} = \frac{WL^2}{8}$$

$$\frac{WL^2}{8} = \frac{1,368(15)^2}{8} = 38,475.00 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Carga viva más impacto = apéndice A, Especificaciones AASHO:

Momento máximo por carga viva, para un carril de 15 m de claro:

$$= 63,648 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Distribución de las cargas de ruedas a la trabe:

$$\text{Dist.} = \frac{s}{1.22 + 0.25(s)}$$

$$\text{Dist.} = \frac{3}{1.22 + 0.25(3)} = \frac{3}{1.97} = 1.522 \text{ Líneas de rueda}$$

$$\text{Carga por carril} = \frac{1.522}{2} = 0.76$$

Momento máximo por carga viva:

$$\begin{aligned} \text{por trabe} &= 63,648 \times 0.76 = \\ &= 48,372.48 \text{ Kg} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Factor de impacto (AASHO - 1.2.12 C)

$$I = \frac{15.24}{L+38.10} = \frac{15.24}{15+38.10} = 0.287 < 0.30 \text{ OK}$$

Momento por carga viva más impacto:

$$M_{cv+I} = 48,372.48 \times 1.287 = 62,255.38 \text{ Kg-m}$$

2.- Propiedades de la sección de la trabe en el centro del claro.

Para este diseño se supuso que no se colocaría apuntalamiento temporal alguno por debajo de las trabes de acero, antes de colar la losa de concreto; por lo tanto, la trabe de acero soportará por sí sola el peso de la losa y el suyo propio.

a) Sección para resistir la carga muerta:

Problemas: (FIG. 19)

| | | |
|----------------|---|-------------------------|
| Patín superior | = | 25 x 2.0cm (10" x 2/4") |
| Alma | = | 70 x 1.3cm (24" x 1/2") |
| Patín inferior | = | 25 x 2.5cm (10" x 1") |

| Elemento | Area cm ² | y | Ay | Ay ² | I _o =bh ³ /12 |
|------------|----------------------|-------|----------|-----------------|-------------------------------------|
| Patín sup: | 50.00 | 73.50 | 3,675.50 | 270,112.50 | |
| Alma | 91.00 | 37.50 | 3,412.50 | 127,968.75 | 37,158.33 |
| Patín inf. | 62.50 | 1.25 | 78.12 | | |

$$\begin{aligned} A &= 203.50 & Ay &= 7,165.62 & Ay^2 &= 398,081.25 \\ & & & & +I_o &= \underline{37,158.33} \\ & & & & & 435,239.58 \end{aligned}$$

$$y_b = \frac{Ay}{A} = \frac{7,165.62}{203.50} = 35.21 \text{ cm}$$

$$y_t = 74.50 - 35.21 = 39.29 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} -y_b Ay &= \underline{252,301.48} \\ I_x &= \underline{182,938.10} \end{aligned}$$

b) Sección Compuesta para Cargas Vivas:

Para obtener las propiedades de la trabe compuesta, hay que convertir el área efectiva de la cubierta de concreto en un área equivalente de acero, para lo cual usaremos la relación modular $n = 12$.

(para un $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$).

FIG-18 Trabe típica interior de acero
proposicion de dimensionamiento.

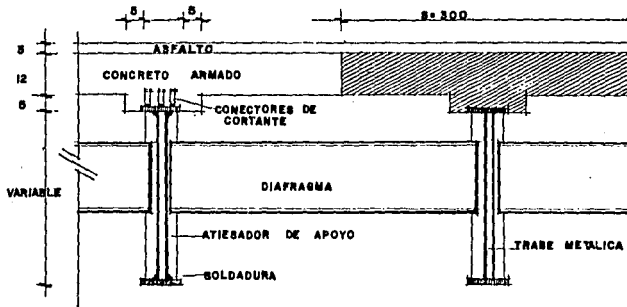
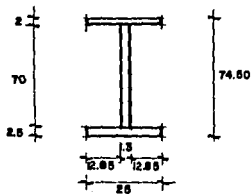


FIG-19 Seccion propuesta para la trabe de acero.



FALLA DE ORIGEN

Acotación en centímetros

CROQUIS

nervaduras de acero

- Ancho efectivo del patín:
 1/4 longitud del claro = $15/4 = 3.75\text{m} = 375\text{ cm}$.
 ó centro a centro de traves = $3.00\text{m} = 300\text{ cm}$.
 ó $12 \times$ espesor losa = $12 \times 12 = 144\text{ cm}$.
 (Rige)

Area equivalente de la losa

$$A_n = \frac{144 \times 12}{12} = 144 \text{ cm}^2$$

$$I_o = \frac{bh^3}{12} = \frac{12(12)^3}{12} = 1,728 \text{ cm}^4$$

| Elemento | Area cm ² | y | Ay | Ay ² | Io |
|----------|----------------------|-------|-----------|-----------------|------------|
| trabe | 203.50 | 35.21 | 7,165.62 | 252,301.48 | 182,938.09 |
| losa | 144.00 | 80.50 | 11,592.00 | 933,156.00 | 1,728.00 |

$$A = 347.50 \qquad Ay = 18,757.62 \qquad Ay^2 = 1,185,457.48 \qquad 184,666.09$$

$$y_b = \frac{AY}{A} = \frac{18,757.62}{347.50} = 53.97 \qquad +I_o = \frac{184,666.09}{1,370,123.57}$$

$$Y_t = 74.50 - 53.97 = 20.53 \text{ cm}$$

$$-y_b Ay = 1,084,190.44$$

$$I_x = 285,933.13 \text{ cm}^4$$

3.- Esfuerzos de flexión: Fórmula: $f = Mc/I \leq 1401.30 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{carga muerta} = \frac{\text{fb Patín Superior}}{182,938.10} = \frac{38,475 \times 39,29 \times 100}{182,938.10} = 826.34$$

$$\frac{\text{fb Patín Inferior}}{182,938.10} = \frac{38,475 \times 35,21 \times 100}{182,938.10} = 740.52$$

$$\text{carga viva} = \frac{\text{fb Patín Superior}}{285,933.13} = \frac{62,255.38 \times 20,53 \times 100}{285,933.13} = 446.99$$

$$\frac{\text{fb Patín Inferior}}{285,933.12} = \frac{62,255.38 \times 53,97 \times 100}{285,933.12} = 1,175.07$$

$$\text{TOTAL (Kg/cm}^2\text{)} \qquad \underline{1,273.33} \qquad \underline{1,915.59}$$

Conclusión:

Vemos que: fb patín superior < permisible se acepta
fb patín inferior > permisible mal

Por lo tanto, debemos incrementar el valor de los momentos de inercia, lo cual se consigue aumentando la sección del patín inferior.

4.- Otros requisitos para un proyecto de puente a base de nervaduras de acero son los siguientes:

- Empalmes de la traba interior
- Conectores de cortante
- Atiesadores intermedios
- Atiesadores de Apoyo
- Soldadura
- Diágramas

Empalmes de la traba interior.-

Para nuestro caso, en el que tenemos un claro de 15m bien se puede producir entera, pero para claros de mayor longitud conviene hacer segmentos del elemento, pues es práctica común usar longitudes máximas de placa de 12.00 a 15.00 m, y cambiar el espesor del patín en los empalmes.

Generalmente, para claros mayores de 15 m, las juntas de los patines se localizarán aproximadamente en los cuartos de claro. Las curvas del momento, por carga muerta y de la envolvente de los momentos de carga viva más impacto, son aproximadamente de forma parabólica. Por lo tanto, pueden suponerse los momentos en los cuartos del claro como $\frac{1}{4}$ partes de la magnitud del momento a la mitad de la viga, utilizando estos momentos se puede obtener una sección tentativa.

Generalmente, la sección tentativa es la misma que se aprobó para la traba interior y como los momentos que se aplican se reducen en un 25%, teóricamente sería posible reducir el tamaño del patín superior con objeto de hacer que se aproximen más los valores de los esfuerzos en el patín superior y en el inferior, sin embargo, la experiencia indica que las trabes que tienen patines pequeños están sujetos a distorsiones considerables durante su fabricación y, que son muy flexibles para manejarse durante la construcción, AASHO (1.7.19)

Conectores de Cortante.-

De acuerdo con AASHO (1.7.97), los conectores para esfuerzo cortante serán del tipo que permita una efectiva compactación del concreto, garantizando el contacto entre éste y la totalidad de su superficie. Deberán ser capaces de resistir suficientemente los movimientos, tanto horizontales como verticales, entre el concreto y el acero.

Atiesadores Intermedios.-

Los atiesadores intermedios serán placas soldadas sobre un sólo lado del alma de la trabe, cuya colocación no será mayor que la distancia dada por la fórmula:

$$d = \frac{2915 t}{fv}$$

pero no menor que el peralte de la placa del alma siendo:

d = distancia libre requerida entre atiesadores (cm)

t = espesor de la placa del alma, en cm.

f_v = esfuerzo cortante medio calculado para la sección de la placa del alma, en el punto considerado.

AASHO (1.7.71)

Atiesadores de Apoyo.-

Los atiesadores de apoyo en los extremos de las trabes se diseñan para soportar la reacción de la trabe debida a carga muerta, carga viva e impacto.

Preferentemente, estarán constituidos por placas, colocadas a ambos lados de la placa del alma. Estos atiesadores se diseñarán como columnas, y su conexión con el alma deberá transmitir la reacción total a los apoyos.

El espesor de las placas del atiesador de apoyo no será menor de:

b' F_y
12 2,320

b' = ancho del atiesador

f_y = esfuerzo permisible del acero

Soldadura.-

Generalmente, se siguen las especificaciones de la A.W.S. (American Welding Society) según AASHO (1.7.25)

La dimensión mínima de la soldadura de filete se ajustará para cada caso a lo consignado en la tabla siguiente; la dimensión de la soldadura se determina por el espesor mayor de las partes conectadas.

| Espesor del elemento más grueso (mm) | Dimensión mínima de la soldadura (mm) |
|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Hasta 13 | 5 |
| 13 - 19 | 6 |
| 19 - 38 | 8 |
| 38 - 57 | 10 |
| 57 - 152 | 13 |
| mayor a 152 | 16 |

Diafragmas.-

El peralte de los diafragmas corresponderá como mínimo a 0.5 del peralte de la trabe.

La función de éstos es la de transmitir adecuadamente todas las fuerzas laterales a los apoyos, y estarán espaciados a no más de 7.60 m. AASHO (1.7.21)

Su conexión con la trabe será con remaches o tornillos de alta resistencia.

CAPITULO IV

PROYECTO DE LA INFRAESTRUCTURA

La infraestructura de los puentes, es el elemento encargado de transmitir los esfuerzos que producen la carga viva y carga muerta de la superestructura (peso propio de la losa del puente, peso de vehículos, personas, etc., que sobre ella transitan) a la cimentación de la misma, y de ésta al terreno.

En este capítulo desarrollaremos el proyecto de una pila, con condiciones supuestas y, a pesar de no tocar el proyecto de la cimentación, haremos los siguientes comentarios.

A) Tipos de cimentación.-

La cimentación es aquella parte de la estructura que tiene como fin transmitir las acciones en la misma al terreno natural.

Si existe a poca profundidad un estrato de suelo adecuado para soportar la estructura, ésta puede establecerse sobre el mismo con una cimentación directa, en el caso de los puentes están generalmente determinados por zapatas aisladas, combinadas y en raras ocasiones, continuas. Pero si los estratos superiores son muy débiles, las cargas se transfieren a un material más adecuado situado a una mayor profundidad, utilizando para ello pitones o pilas de cimentación.

Es común que los soportes monolíticos de los puentes se denominen también pilares o pilas, y éstos se calculan siguiendo los principios que gobiernan el dimensionamiento de las zapatas o de las pilas de cimentación.

Profundidad mínima de la cimentación de puentes.-

Esta condición prevalece en el caso de que un puente tenga que desplantarse en el lecho de un río, donde se nos presenta la socavación.

Toda vez que sube el nivel de las aguas de un río se produce un desplazamiento del suelo que constituye el fondo en casi todo el ancho y el largo del mismo, y el fondo del río baja. Este fenómeno se conoce con el nombre de socavación, por lo tanto, la profundidad mínima de la cimentación de un puente viene determinada por la condición de que la cota de la misma debe hallarse por debajo del nivel hasta el cual el río puede socavar en creciente máxima.

Como la predicción fehaciente de la posible socavación requiere una vasta experiencia en la hidráulica de ríos, sólo pueden efectuarla especialistas en este campo, pero debido a incertidumbres se hace necesario adoptar un gran margen de seguridad. Por lo tanto, es aconsejable establecer la cota de cimentación a una profundidad, por debajo del fondo del río en estiaje igual o no menor de cuatro veces la máxima diferencia conocida entre la cota de estiaje y de creciente máxima.

Proyecto de las zapatas.-

- 1.- Calcular la carga total efectiva que será transmitida al subsuelo en la cota de cimentación.
- 2.- Determinar presión admisible del suelo.
- 3.- Obtener el tamaño de la zapata, dividiendo la carga total efectiva por la presión admisible.
- 4.- Calcular momentos flexionantes y esfuerzos cortantes.
- 5.- Dimensionar la zapata.

Proyecto de pilotes o pilas de cimentación.-

- 1.- Elección del tipo, longitud y espacio de los pilotes y carga admisible por pilote.
Dicha elección se halla gobernada por consideraciones de carácter económico y práctico.

Los tipos de pilotes de acuerdo a la forma de transmitir su carga al suelo pueden dividirse en tres categorías.

- a) Pilotes de fricción en suelos de granos gruesos permeables.
Estos pilotes transfieren al suelo la mayor parte de su carga por fricción lateral.
- b) Pilotes de fricción en suelos de granos muy finos de baja permeabilidad.
Estos transmiten su carga al suelo por fricción lateral pero sin llegar a compactar al terreno en forma perceptible. Las cimentaciones sobre pilotes de este tipo se denominan comúnmente cimentaciones sobre pilotes flotantes.
- c) Pilotes resistentes de punta.
Estos pilotes transmiten su carga a un estrato firme situado a una profundidad considerable por debajo de la base de la estructura.
- 2.- Para determinar el tipo de pilote, y sus características, se requiere un perfil del suelo que represente los resultados de perforaciones exploratorias.

- 3.- Calcular o determinar con ensayos de carga, la capacidad máxima de carga de un pilote único.

Este valor se divide por un coeficiente de seguridad apropiado y se obtiene la carga admisible por pilote. El número total de pilotes necesarios para soportar la estructura se determina dividiendo su peso total por la "carga admisible" por pilote.

- 4.- Determinar su espaciamiento.

En general se considera que la distancia de centro a centro de pilotes de mismo diámetro, no debe ser menor de 2.5 veces el diámetro del pilote, y no mayor de 4 veces el diámetro.

Cargas máximas de proyecto para pilotes.-

De acuerdo con AASHO, en aquellos casos en que no sea factible realizar los estudios requeridos del subsuelo o las pruebas de carga, se considerará como carga máxima de proyecto sobre pilotes la que aparece en la tabla siguiente: *

| Diámetro de la cabeza (cm) | de madera kg | de concreto kg | de acero kg | de acero apoyados de punta |
|-------------------------------|-----------------|-------------------|----------------|-------------------------------|
| 20.3 | - | - | 14,515 | 633 Kg/cm ² |
| 25.4 | 18,144 | 18,144 | 18,144 | de área de la punta sin |
| 30.5 | 21,772 | 21,772 | 21,772 | incluir el área de refuerzo |
| 35.6 | 25,401 | 25,401 | 25,401 | de la punta de pilote. |
| 40.6 | 29,030 | 29,030 | - | |
| 50.8 | - | 36,287 | - | |
| 61.0 | - | 45,359 | - | |

B) Proyecto de pilas .-

Las pilas se proyectarán para resistir las cargas muertas y vivas superpuestas; las presiones del viento que actúen sobre la pila y la superestructura; las fuerzas debidas a la corriente del agua, al hielo y a cuerpos flotantes; así como las fuerzas longitudinales en los apoyos fijos de los claros.

Donde sea necesario, las pilas se protegerán contra los efectos de la abrasión recubriéndolas con granito, ladrillos vitrificados, madera u otros materiales de protección adecuados, hasta una altura y límites donde no pueden dañar los hielos o cuerpos flotantes.

C) Diseño de la infraestructura.:

El cálculo consistirá en la revisión de un elemento de infraestructura del tipo apoyo simple trabajando como pila maciza de concreto de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, de acuerdo a las recomendaciones de AASHO para los siguientes grupos de cargas.*

Grupo I.

Carga muerta + Carga viva + Impacto + Empuje de tierras + subpresión + presión de la corriente.

Grupo II.

Carga muerta + empuje de tierras + subpresión + subpresión de la corriente + vientos sobre la estructura.

Grupo III.

Grupo I + frenaje + fricción + fuerza centrífuga + 30% vientos sobre la estructura + viento sobre la carga viva.

Para el planteamiento que se supone, se adoptaron las siguientes cargas:

Grupo I.

Carga muerta + carga viva + impacto + presión de la corriente.

Grupo II.

Carga muerta + presión de la corriente + vientos sobre la estructura.

Grupo III.

Carga I + frenaje + fricción + 30% de vientos sobre la estructura + viento sobre carga viva.

Para los grupos II y III se permite considerar los esfuerzos admisibles incrementados en un 25%.

* AASHO. Especificación 1:2.22

1. Dimensionamiento de la estructura.-

Se supondrá salvar un claro de 60 m. de longitud, repartido en apoyos a cada 15 metros (FIG. 20)

Pesos propios

$$P_1 = 0.30 \times 1.00 \times 7.30 \times 2.4 = 5.256 \text{ t.}$$

$$P_2 = 1.00 \times 5.00 \times 7.30 \times 2.4 = 87.600 \text{ t.}$$

Esfuerzos Admisibles:

concreto $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{compresión} = f_c = 33 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{AASHO 1.5.1.C.1-2})$$

$$\text{tensión} = f_c \text{ per} = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{cortante} = V \text{ adm} = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

2. Cálculo de cargas ordinarias y extraordinarias.-

Carga muerta:

$$\text{Peso losa} = 0.97 \times 7.30 \times 2,400 = 16,994.40 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso parapeto} = 2 \times 150.00 = 300.00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso asfalto} = 7.00 \times 20.00 = 140.00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{WT} = 17,434.40 \text{ Kg/m}$$

$$V = \text{WT} \times \frac{L}{2} = 17,434.40 \times \frac{15}{2} = 130,758.00$$

$$\text{carga muerta} = \text{cm} = 130,758.00 \text{ Kg}$$

Carga viva:

Se considerará el camión tipo HS-15, en 2 bandas de circulación: $L = 15\text{m.}$

$$\text{Reacción} = R_a = 18.692 \text{ ton}$$

$$2R_a = 2(18.692) = 37.384 \text{ t}$$

$$\text{Carga viva} = \text{cv} = 37.38 \text{ t}$$

Impacto:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} = \frac{15.24}{15 + 38.10} = 0.287$$

$$I = 0.287 \times 37.38 = 10.73 \text{ t} \quad (\text{AASHO 1.2.12.C})$$

Frenaje: 5% del valor de la carga móvil en cada banda de circulación.

$$Fr = 0.05 \times 2 (\text{C.U.E.} + h \times \text{claro})$$

$$Fr = 0.05 \times 2 (8.12 + 0.952 \times 15.00)$$

$$Fr = 2.04 \text{ t} \quad (\text{AASHO 1.2.13})$$

donde: C.U.E. = carga uniforme equivalente.

Fricción: 5% de la carga permanente o muerta.

$$\begin{aligned}Fr &= 0.05 \times cm \\Fr &= 0.05 \times 130.76 \text{ t} \\Fr &= 6.538 \\Fr &= \underline{6.54 \text{ t}}\end{aligned}$$

Viento normal a la superestructura. V_{ns} (FIG. 21)
 $V_{ns} = \text{área expuesta} \times 244 \text{ kg/m}^2$ (AASHO-1.2.14)

$$\begin{aligned}\text{Área expuesta} &= 2 \times (0.25 + 1.00) \times 15 \geq 0.447 \times 15 \\&= 9.15 \text{ t} > 6.70 \text{ t} \therefore \text{OK}\end{aligned}$$

$$\underline{V_{ns} = 9.15 \text{ T}}$$

Viento tangencial a la superestructura. V_{ts} (AASHO 1.2.14)

$$\begin{aligned}V_{ts} &= 0.059 \times \text{área expuesta} \\V_{ts} &= 0.059 \times 2 (1.25) 15 \\V_{ts} &= \underline{2.21 \text{ t}}\end{aligned}$$

Viento sobre carga móvil. V_{ncm}
 $V_{ncm} = 300 \text{ kg} \times \frac{1}{2} \text{ longitud del claro}$
 $V_{ncm} = 0.300 \text{ t} \times \frac{15}{2} = 2.25$

$$\underline{V_{ncm} = 2.25 \text{ t}}$$

Viento tangencial a la carga móvil. V_{tcm}

$$\begin{aligned}V_{tcm} &= 40\% \text{ de } V_{ncm} \\V_{tcm} &= 0.4 \times 2.25 = .900 \\V_{tcm} &= \underline{0.90 \text{ t}}\end{aligned}$$

Viento normal a la subestructura. V_{nse} .

Se considera una presión de viento de 0.1 ton., por metro cuadrado, obrando en la proyección del área expuesta en un plano normal a la dirección de la corriente;

$$\begin{aligned}V_{nse} &= 1.00 \times 5.00 \times 0.10 = 0.50 \text{ t} \\&\text{aplicando al nivel; } +2.50\end{aligned}$$

Viento tangencial sobre la subestructura, V_{tse}

Se supone una presión de viento igual con 0.1 tonelada por metro cuadrado de área expuesta:

$$\begin{aligned}V_{tse} &= 5 \times 7.30 \times 0.1 = 3.65 \text{ tonelada} \\&\text{aplicado al nivel; } +2.50\end{aligned}$$

Empuje dinámico del agua.-

Supondremos para nuestro proyecto el perfil de la figura 22.

Es decir que el obstáculo por salvar será el de un río, que en el sitio del cruce presenta el perfil supuesto que se describe:

$$\text{Empuje} = E = \frac{WA V^2}{2G}$$

donde:

W = peso volumétrico del agua = 1000 Kg/m³

A = área expuesta de la pila

V = velocidad del agua = 4.00 m/seg.

G = aceleración de la gravedad = 9.8 m/seg²

$$E = \frac{1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times (3.40 \times 1.00) \text{m}^2 \times (4.00)^2 \frac{\text{m}^2}{\text{seg}^2}}{2(9.8) \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}}$$

$$E = 2775.51 \text{ Kg}$$

$$E = 2.776 \text{ t}$$

Esta fuerza se supone aplicada en el centroide del área expuesta, al nivel 3.40+2 = +1.70m

Momentos de inercia (FIG. 23)

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_{ox} = \frac{7.30 \times (1.00)^3}{12} = 0.60 \text{ m}^4$$

centroide: x = 3.65 m

y = 0.50 m

$$I_{yy} = \frac{1.00 \times (7.3)^3}{12} = 32.42 \text{ m}^4$$

Análisis en el nivel ± 0.00

Se revisarán los esfuerzos para el grupo I de cargas (carga muerta + carga viva + impacto + presión de la corriente)

| carga | vertical | horizontal | y | x | z | momento y | momento z |
|-------|-----------|------------|------|------|---|--------------|--------------|
| CM | 130.76 | 0.00 | 0.00 | - | - | - | |
| CV | 37.38 | - | 0.50 | - | - | 18.69 | |
| I | 10.73 | - | 0.50 | - | - | 5.365 | |
| P.P1 | 5.256 | 0.00 | 0.00 | - | - | - | |
| P.P2 | 87.600 | 0.00 | 0.00 | - | - | - | |
| E | - | 2.776 | - | 1.70 | | | +4.72 |
| | 271.726 t | | | | | +24.05 | +4.72 |

$$F = \frac{P}{A} \pm \frac{M_{ox}}{I_{xx}} \pm \frac{M_{oy}}{I_{yy}}$$

$$F = \frac{271.73}{7.30} \pm \frac{24.05 \times 0.50}{0.60} \pm \frac{4.72 \times 3.65}{32.42}$$

$$F = 37.22 \pm 20.04 \pm 0.53 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

$$(++)\ f_1 = +57.79 \text{ ton/m}^2 = 5.78 \text{ kg/cm}^2 \text{ (bien)}$$

$$(-)\ f_2 = +16.65 \text{ ton/m}^2 = 1.665 \text{ kg/cm}^2 \text{ (bien)}$$

$$(+)\ f_3 = +56.73 \text{ ton/m}^2 = 5.673 \text{ kg/cm}^2 \text{ (bien)}$$

$$(-)\ f_4 = +17.71 \text{ ton/m}^2 = 1.771 \text{ kg/cm}^2 \text{ (bien)}$$

Esfuerzos admisibles para concreto $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
 compresión $f_c = 33 \text{ kg/cm}^2$
 tensión $f_c = 3 \text{ kg/cm}^2$
 cortante $f_c = 2 \text{ kg/cm}^2$

Grupo II de cargas.

(carga muerta + presión de la corriente + vientos sobre la estructura)

| carga | vertical | horizontal | Y | X | Z | momento x | momento y |
|-------|----------|------------|---|---|------|-----------|-----------|
| CM | 130.76 | - | - | - | - | - | - |
| P.P1 | 5.256 | - | - | - | - | - | - |
| P.P2 | 87.60 | - | - | - | - | - | - |
| Vns | - | 9.15 | - | - | 6.25 | - | 57.18 |
| Vts | - | 2.21 | - | - | 5.00 | 11.06 | - |
| Vnse | - | 0.50 | - | - | 2.50 | - | 1.25 |
| Vtse | - | 3.65 | - | - | 2.50 | 9.125 | - |
| E | - | 2.776 | - | - | 1.70 | - | 4.72 |
| | 223.616 | | | | | 20.175 | 63.15 |

$$F = \frac{P}{A} \pm \frac{Mx'}{I_{xx}} \pm \frac{Myx}{I_{yy}}$$

$$F = \frac{223.616}{7.30} \pm \frac{20.175 \times 0.5}{0.60} \pm \frac{63.15 \times 3.65}{32.42}$$

$$F = 30.63 \pm 16.81 \pm 7.11$$

$$++ f_1 = 54.55 \text{ ton/m}^2 = +5.455 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (bien)}$$

$$-- f_2 = 6.71 \text{ ton/m}^2 = 0.671 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (bien)}$$

$$+- f_3 = 40.33 \text{ ton/m}^2 = 4.033 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (bien)}$$

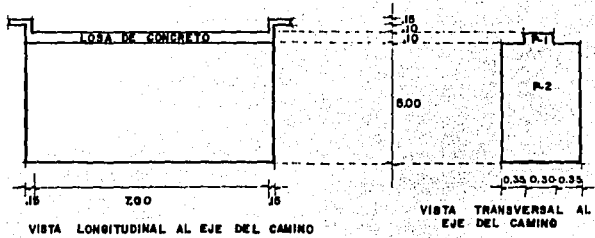
$$-+ f_4 = 20.93 \text{ ton/m}^2 = 20.93 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (bien)}$$

GRUPO III DE CARGAS

(Grupo I + frenaje + fricción + 30% vientos sobre estructura + viento sobre la carga viva)

| carga | vertical | horizontal | Y | X | Z | momento y | momento z |
|---------|----------|------------|-----|---|------|-----------|-----------|
| CM | 130.76 | - | - | - | - | - | - |
| CV | 37.38 | - | 0.5 | - | - | 18.69 | - |
| I | 10.73 | - | 0.5 | - | - | 5.365 | - |
| P.P1 | 5.256 | - | - | - | - | - | - |
| P.P2 | 87.600 | - | - | - | - | - | - |
| F.R | - | 2.04 | - | - | 7.83 | 15.97 | - |
| 0.3Vns | - | 2.745 | - | - | 6.25 | - | 17.15 |
| 0.3Vts | - | 0.683 | - | - | 5.00 | 3.315 | - |
| 0.3Vnse | - | 0.150 | - | - | 2.50 | - | 0.375 |
| 0.3Vtse | - | 1.095 | - | - | 2.50 | 2.737 | - |
| Vcm | - | 0.80 | - | - | 7.83 | 7.047 | - |
| -Vncm | - | 2.25 | - | - | 7.83 | - | 17.817 |
| Fr | - | 6.54 | - | - | 6.00 | 39.24 | - |
| F | - | 2.776 | - | - | 1.70 | - | 4.72 |
| | 271.7261 | | | | | 92.364 | 39.862 |

FIG-20 Dimensionamiento de pila



Acotación en metros

FIG-21 Area expuesta al viento normal

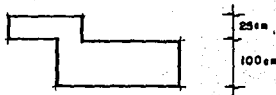
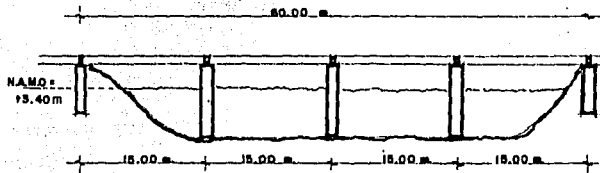


FIG-22 Perfil del proyecto para Infraestructura



CROQUIS
sub-estructura

FALLA DE ORIGEN

FIG- 23 Momento de Inercia de la seccion.

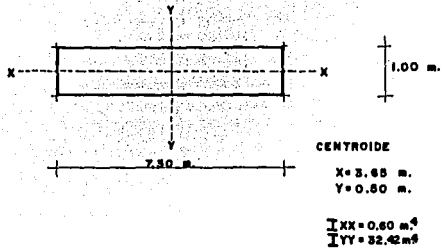
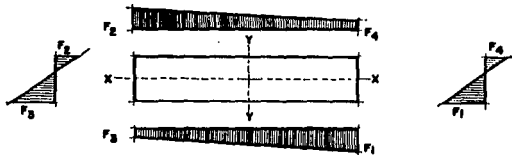


FIG- 24 Diagrama de esfuerzos en la base de la pila.



CROQUIS

sub-estructura

FALLA DE ORIGEN

$$F = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x Y}{I_{xx}} \pm \frac{M_y X}{I_{yy}}$$

$$F = \frac{271.726}{7.30} \pm \frac{92.364 \times 0.5}{0.60} \pm \frac{39.682 \times 3.65}{32.42}$$

$$F = 37.22 \pm 76.97 \pm 4.48$$

$$++ f_1 = +118.67 \text{ ton/m}^2 = +11.86 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (bien)}$$

$$-- f_2 = -44.23 \text{ ton/m}^2 = -4.423 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (revisar)}$$

$$+- f_3 = 109.71 \text{ ton/m}^2 = +10.97 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (bien)}$$

$$-+ f_4 = -37.27 \text{ ton/m}^2 = -3.53 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (revisar)}$$

Esfuerzos máximos admisibles.- (FIG. 24).

$$\text{compresión } F \text{ max perm.} = 1.25 \times 33 = 41.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{tensión } F \text{ max perm.} = 1.25 \times 3 = 3.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$41.25 \text{ Kg/cm}^2 > 11.86 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (bien)}$$

$$3.75 \text{ Kg/cm}^2 < 4.423 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (mal)}$$

Como a tensión nuestro elemento no reúne condiciones de trabajo, es necesario calcular el área de acero que absorba dicho esfuerzo extra.

Dicho excedente puede ser absorbido por el armado mínimo que marcan las especificaciones 912(a) y 913 (a) del A.C.I.* que será:

Para un metro de ancho en el sentido del eje X

$$A_s = 0.01 \times 0.5 \times A_G \quad A_G = \text{Área considerada}$$

$$A_s = 0.005 \times b \times 100 \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$A_s = 0.5 \times 100 = 50 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de 1" colocadas perimetralmente a la siguiente separación:

$$S = \frac{a_s \times 100}{A_s \times 0.5} = \frac{5.07 \times 100}{50 \times 0.05} = \frac{507}{25} = 20.28 \approx 20 \text{ cm.}$$

* A.C.I. AMERICAN CONCRET INSTITUTE

CAPITULO V

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROGRAMA DE OBRA

El llevar a cabo la ejecución de un proyecto de puente, es la culminación de una serie de estudios y análisis técnicos, que darán como resultado el satisfacer una necesidad que en vías terrestres se presenta es decir, la comunicación salvando obstáculos como ríos, barrancas, otras vías de comunicación, etc., entre dos puntos de alineamiento del camino trazado.

El procedimiento constructivo y programa de la ejecución de un puente, son dos puntos de suma importancia, pues están directamente relacionados con el costo de la obra.

Generalmente, un contratista, al concursar para ganar el derecho de construir un puente, deberá tomar en cuenta las siguientes condiciones:

1. Capacidad financiera y económica.
2. Capacidad técnica
3. Capacidad administrativa.

Con base en lo anterior, podrá responder a las preguntas que el concurso en sí establece:

- | | |
|--|------------------------------------|
| 1. ¿Cómo hacer la obra? | - Procedimiento Constructivo. |
| 2. ¿ Con qué hacer la obra? | - Materiales, equipo, mano de obra |
| 3. ¿ Cuánto tiempo para hacer la obra? | - Programa de obra. |

Dichos puntos se resolverán por medio del estudio de los planos y las especificaciones que restringen a los mismos teniendo en cuenta el lugar donde se realizará la construcción.

Quando se tenga conocimiento de las necesidades que hay que satisfacer, el contratista deberá pugnar por combinar los elementos necesarios para hacer que la construcción del puente sea realizada en el tiempo justo y al costo más bajo.

A) Secuencia de operaciones.-

Tan pronto como se haya comenzado la construcción de un puente, deberán llevarse a cabo operaciones de acuerdo con una secuencia bien planificada. Las operaciones variarán con el tipo y tamaño del puente y la construcción puede estar sobre la base de uno, dos o tres turnos diarios, en función de la necesidad del avance de obras programado.

Desarrollo de conceptos para estructura de concreto armado.

1.- Operaciones preliminares o de apoyo.-

Llegada al lugar de la obra y establecimiento de:
Oficina Técnica, almacén, equipo, talleres, campamentos, etc. La distribución de estas áreas será importante, pues debe tomarse en cuenta para no estorbar los procesos constructivos y, al mismo tiempo, apoyar las actividades de construcción.

2.- Operaciones directas del proceso constructivo.

1. Cimentación:
 - 1.1 Trazo y nivelación
 - 1.2 Trabajos preliminares
 - 1.3 Excavación para cimentación
 - 1.4 Colocación de acero de refuerzo
 - 1.5 Colocación de concreto
 - 1.6 Retiro de cimbra
 - 1.8 Relleno con material producto de excavación

2. Subestructura:
 - 2.1 Habilitación y colocación de acero y refuerzo.
 - 2.2 Habilitación y colocación de madera para cimbra
 - 2.3 Colado de pilas y estribos con concreto
 - 2.4 Retiro de cimbra
 - 2.5 Armado de cabezal.
 - 2.6 Cimbra de cabezal
 - 2.7 Colado de cabezal
 - 2.8 Retiro de cimbra.

3. Superestructura:
 - 3.1 Habilitación y colocación de cimbra para nervaduras y losa.
 - 3.2 Habilitación y colocación de acero de refuerzo
 - 3.3 Colocación de elementos de drenaje
 - 3.4 Colocación de concreto.
 - 3.5 Retiro de cimbra

4. Acabados:
 - 4.1 Colocación de guarniciones, banquetas y parapetos
 - 4.2 Colocación de carpeta asfáltica
 - 4.3 Colocación de protecciones para las pilas
 - 4.4 Colocación de señalamiento y pinturas

5. Accesos:
 - 5.1 Trazo y nivelación de accesos.
 - 5.2 Limpieza y desentraque
 - 5.3 Trabajos de tierra, corte y relleno
 - 5.4 Estructuras de drenaje, alcantarillas
 - 5.5 Pavimentación

6. Limpieza
 - 6.1 Recorrido de detalles
 - 6.2 Limpieza final del puente
 - 6.3 Entrega de la obra
 - 6.4 Retiro de operaciones preliminares

A pesar de estar considerando una estructura de concreto, esta serie de operaciones está enumerada en orden lógico de ataque y es deber del superintendente de la obra solicitar el equipo, material y mano de obra necesaria para la ejecución de la misma en el tiempo programado.

Tendrá también que satisfacer al 100% la funcionalidad del puente, esto es, seguir con cuidado los croquis y especificaciones que contienen los planos, así como resolver problemas técnicos o de otra índole que afecten la ejecución del puente.

El estudio de procedimiento de construcción es una actividad muy importante, pues es donde la labor del ingeniero tiene un verdadero reto, el cual tiene que vencer a base de ingenio, con lo cual se intentará abatir el costo del concepto en estudio, el tiempo de ejecución y con la mayor calidad.

También se deberán informar sobre los desarrollos de los nuevos equipos de construcción, ya que esta información les permitirá modificar el diseño o los métodos de construcción para permitir la utilización económica del equipo.

B) Procedimientos constructivos.-

Dentro de los sistemas constructivos aplicados a la ejecución de puentes en México, existe el de doble voladizo.

El sistema de construcción de puentes en doble voladizo se aplicó por primera vez en la construcción del puente de Peixe en el Estado de Santa Catarina, Brasil en el año de 1930, siendo este puente de concreto reforzado. Posteriormente, con el desarrollo de las técnicas del concreto preforzado el sistema de doble voladizo adquirió una herramienta más valiosa, la cual le permitió llevar a cabo realizaciones como la de los puentes de Coblenza y Nibelungo en Alemania y más tarde, los puentes de Brest y Tocantain en Francia y Brasil. (FIG. 25)

Un puente construido en voladizo es una obra colada en forma de ménsula, por elementos sucesivos llamados dovelas, elementos que se postensan uno a uno en el transcurso de la construcción. (FIG. 26) El colado se efectúa en moldes suspendidos de un andamiaje móvil constituido por una armadura metálica que se sujeta y apoya sobre la parte ya colada y postensada. Cuando una dovela se ha colocado y postensado, se avanza la armadura rodando sobre rieles para colar el elemento siguiente. El presfuerzo de una dovela ya colada se efectúa antes del avance del molde móvil, por medio de cables insertados en los ductos colocados en el interior del concreto. (FIG. 27)

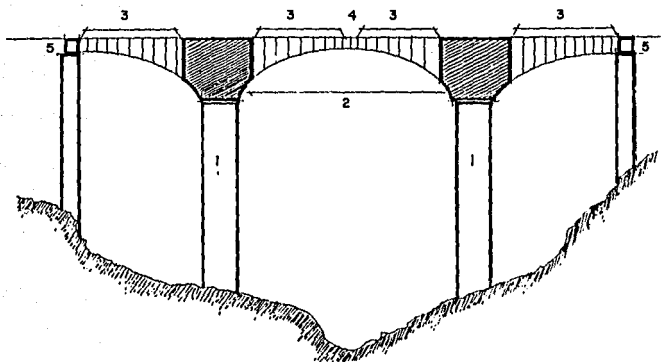
Los puentes en doble voladizo deben preverse cuando las condiciones de establecimiento de una obra falsa son sumamente difíciles y, por tanto, antieconómicas o bien cuando los costos de la cimentación son muy altos.

Los casos en que pueden presentarse estas estructuras son:

- Ríos anchos y profundos
- Ríos con fuerte crecidas
- Valles profundos
- Gálbos que impiden el andamiaje, como son los puentes urbanos, donde no se pueden interrumpir la circulación de vehículos durante la construcción.

* Gálbo: Sección libre mínima que se necesita considerar para una vía de comunicación, en el proyecto de puentes, túneles, pasos a desnivel, etc., para que los vehículos que transiten a través de ellos lo hagan con seguridad.

FIG.- 25

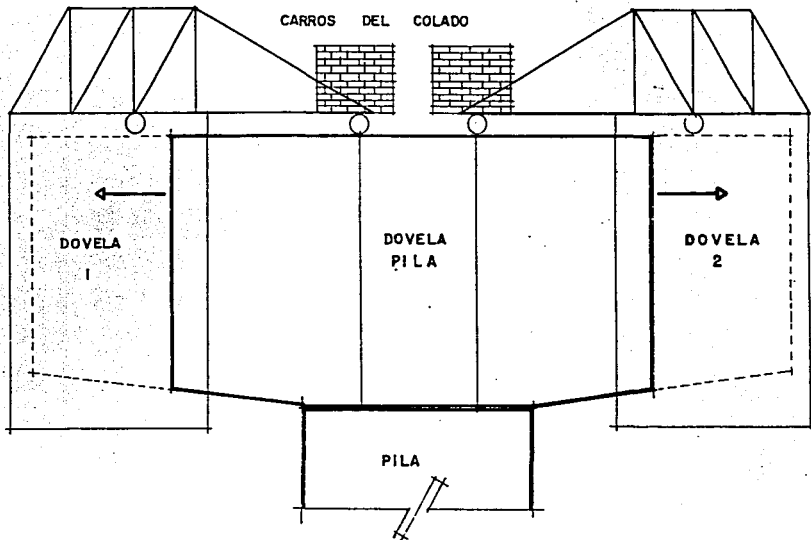


- 1- PILAS
- 2- DOVELA DE PILA
- 3- DOVELAS TIPO
- 4- DOVELA CLAVE O CIERRE
- 5- DOVELA DE APOYO

CONSTRUCCION EN DOBLE VOLADIZO

FALLA DE ORIGEN

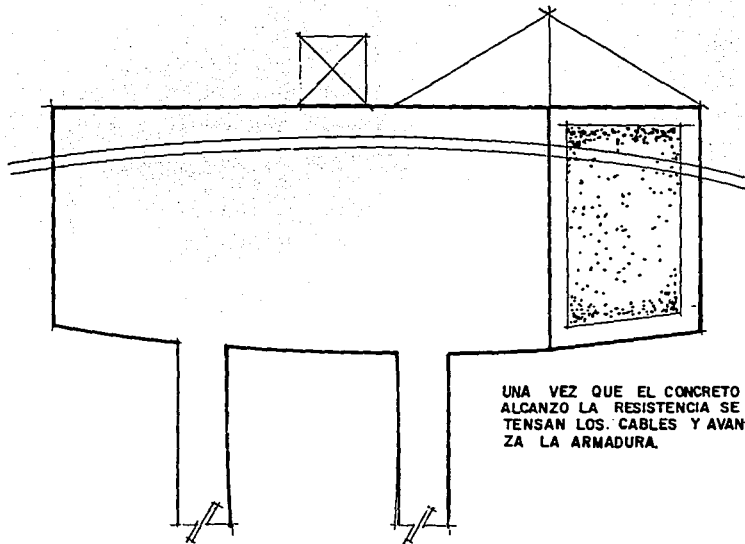
FIG.- 26



FALLA DE ORIGEN

AVANCE DEL COLADO

FIG.- 27



FALLA DE ORIGEN

UNA VEZ QUE EL CONCRETO
ALCANZO LA RESISTENCIA SE
TENSAN LOS CABLES Y AVAN-
ZA LA ARMADURA.

TENSADO DE CABLES

Es conveniente señalar la existencia de otros medios para evitar el empleo de obras falsas o andamios:

- Utilizar armaduras o traves metálicas como obra falsa, que permitan el colado de la estructura.
- Utilizar traves prefabricadas.

Sin embargo, el empleo de estos métodos reduce la solución de claros hasta 45 metros, como máximo, ya que para claros mayores, el peso de las traves por montar o el peso y dimensiones de la obra falsa, hacen que un empleo sea antieconómico.

En el caso de puentes en doble voladizo, existe una limitación de claros a utilizar con esta técnica, que queda definida por el aspecto económico; sin embargo, se puede señalar que actualmente un puente en voladizo para carretera debe preverse para los claros comprendidos entre 50 a 220 metros, siendo una construcción sencilla cuando el claro no pasa de los 130 metros.

Para puentes de ferrocarril se pueden fijar los límites entre 35 y 120 metros, con 85 metros, como claro medio.

Un puente en doble voladizo, siempre es un puente formado por vigas cajón, pues esta sección transversal es más favorable por la resistencia a la torsión que presenta. (FIG. 28)

Las vigas cajón varían según el ancho del puente, siendo normalmente, el entre eje de las almas de 5 a 6 metros. Cuando el ancho del puente no sobrepasa los 12 metros, se utiliza siempre un cajón simple de 2 almas, cuya losa superior tiene dos volados laterales con un claro más o menos igual a la mitad del ancho del cajón.

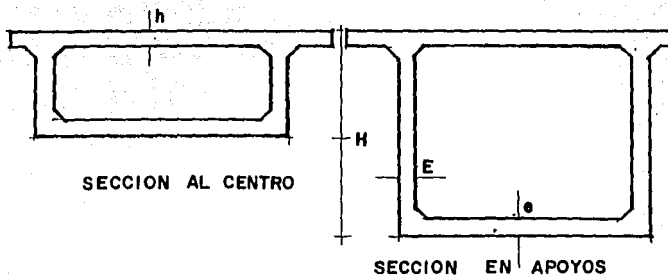
Para puentes hasta de 20 metros, de ancho, se utilizan dos cajones simples con una losa superior común y volados laterales. Los cajones dobles (de 2 almas) casi no se emplean, ya que un cimbrado y colado son complejos (FIG. 29)

El espesor de las almas debe ser suficiente para permitir un colado fácil, tomando en cuenta la presencia de uno o dos cables en medio de la sección que terminan en la dovela y para resistir en buenas condiciones el esfuerzo de impacto de los anclajes de estos cables. La losa inferior del cajón se engruesa hacia los apoyos para resistir las compresiones debidas al momento flexionante en este lugar. La sección de la losa superior se determina en función de las cargas rodantes que tiene que soportar, tiene cartelas y generalmente se le presfuerza en el sentido transversal.

En general, no hay diafragmas, salvo en los apoyos lo cual simplifica la construcción. La altura de los cajones es variable, siguiendo una ley determinada para cada puente, en función de las cargas que le son aplicadas. En ciertos casos, se puede estar obligado a proyectar obras de altura constante, pero estas obras para puentes en carreteras son menos económicas y el claro queda limitado a 80.0 m., como máximo aproximadamente.

Un punto importante es el equilibrio durante la construcción, como ésta se realiza a partir de las pilas, es necesario que el equilibrio de la obra sea constantemente respetado, por lo que las dovelas se cuelan simétricamente respetado, por lo que las dovelas se cuelan simétricamente con respecto a la pila. No se puede, sin embargo, evitar la asimetría de carga proveniente del peso de una dovella antes de la ejecución de la dovella simétrica, es por ello necesario que la obra se empotre sobre la pila durante la construcción. (FIG. 30)

FIG.- 28



H = VARIA PARABOLICAMENTE

h = CONSTANTE (FUNCION DE CARGAS RODANTES)

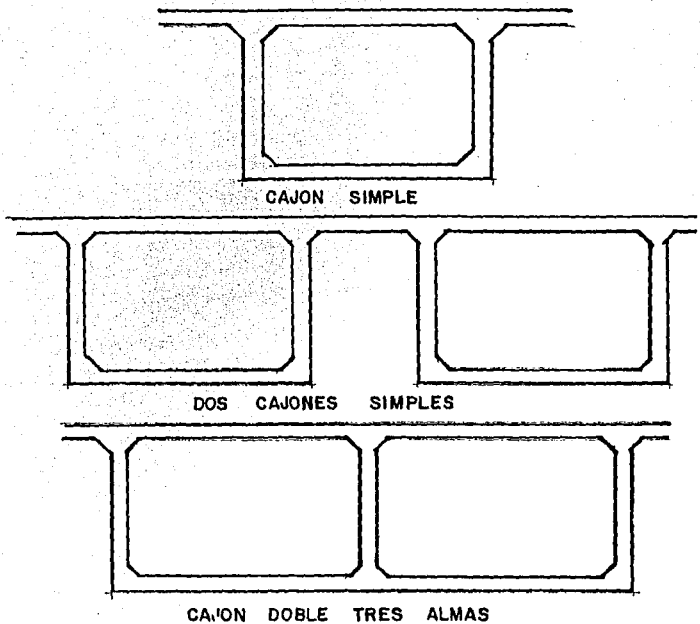
E = CONSTANTE (FUNCION DE BUEN COLADO Y ANCLAJE)

e = VARIA LINEAL O PARABOLICAMENTE

VARIACION DE LA SECCION TRANSVERSAL

FALLA DE ORIGEN

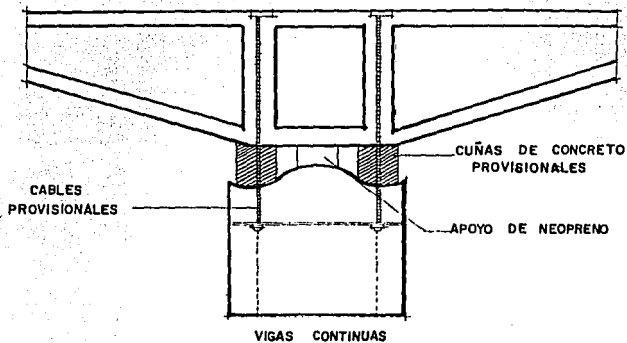
FIG.-29



SECCION TRANSVERSAL

FALLA DE ORIGEN

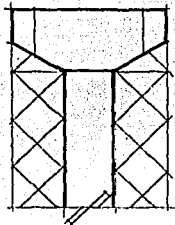
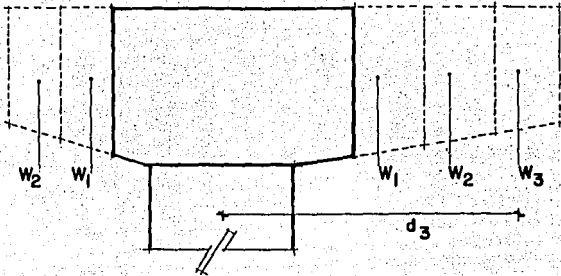
FIG.- 30



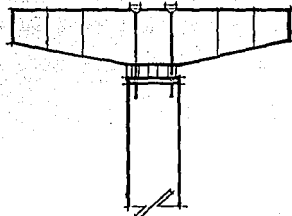
EMPOTRAMIENTO PROVISIONAL EN LA PILA

FALLA DE ORIGEN

FIG.- 31



CONTRAVENTEO
PROVISIONAL



PRESFUERZO VERTICAL
PROVISIONAL

EQUILIBRIO EN CONSTRUCCION

FALLA DE ORIGEN

Si este empotramiento no se ha previsto en la fase de servicio de la obra, se realiza entonces ésta en forma provisional, pudiendo ser de dos formas:

- a) instalación de estructuras provisionales de contraenteo.
- b) anclar la superestructura por medio de presfuerzo vertical provisional (FIG. 31)

C) Problema práctico.-

Señaladas las características generales de puentes en doble voladizo, mencionaremos una obra que utilizó este sistema.

La obra en cuestión es el puente "Coatzacoalcos II", cuyo proyecto supervisó la SAHOP (S.C.T.) y la construcción se concedió a la compañía "Constructora General de Construcciones, S.A." y a "Ingenieros Civiles Asociados" (ICA) por medio de asignación directa.

La primera de ellas, se encargó del viaducto de acceso e ICA del tramo que salva el río.

Antecedentes.-

Para la comunicación hacia el sudeste del país es necesario cruzar el Río Coatzacoalcos. Antes de 1962, se cruzaba mediante un chalán. Para marzo de ese mismo año, se da paso por un puente de 968 metros de longitud y dos carriles de circulación para vehículos y una vía de ferrocarril, con un tramo levadizo de 66 metros, operando una vez al día, con duración de 30 minutos y teniendo una circulación del orden de 1,300 vehículos al día.

En 1972 ocurre un accidente al chocar un barco contra una de las pilas, teniendo una interrupción de 30 días, ocasionando graves daños a la economía regional.

Para 1980 el volumen de tránsito llegó a ser del orden de 17,000 vehículos diarios, ocasionando demoras en el cruce hasta de 1 hora, que se agravaron con el funcionamiento del tramo levadizo.

Las situaciones anteriormente señaladas motivaron que desde 1978 se iniciaron los estudios necesarios para definir el proyecto de un nuevo puente.

Localización.-

Después de estudios geológicos, topográficos, desarrollo industrial, portuario y asentamientos humanos, se eligió el sitio llamado Pueblo Nuevo a 20 Km. de la desembocadura del río en el Golfo de México.

Elección del tipo de estructura.-

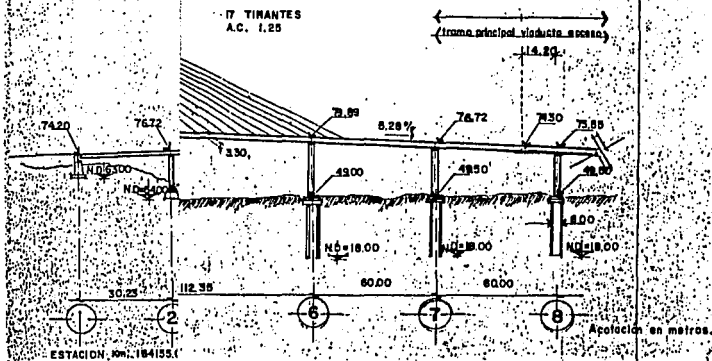
Se definió que el nuevo puente debería permitir el paso simultáneo de vehículos y embarcaciones, siendo el ambiente de la zona hostil, altamente corrosivo, la estructura del puente debería ser de concreto, sin alojar apoyos dentro del cauce.

Después de estudios, se eligió el proyecto de doble voladizo con claro atrantado de 288 metros, con las siguientes restricciones y datos básicos de diseño.

Gálibo: Espacio libre vertical mínimo 35 metros.
Espacio libre horizontal mínimo 180 metros.

MARGEN DE
A NUEVO TE

MARGEN IZQUIERDA
A MINATITLAN VER.



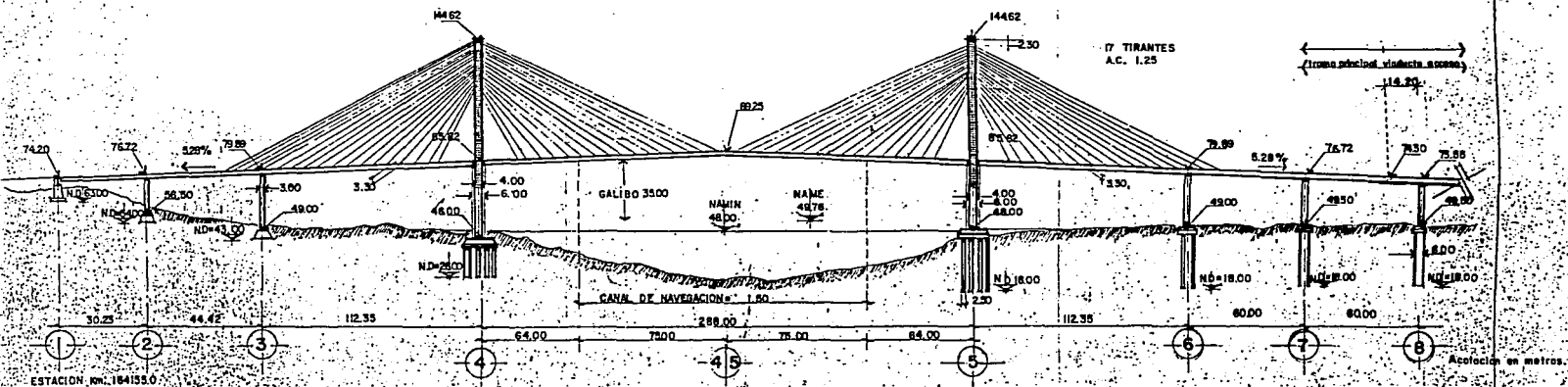
PROCEDIMOS II

FALLA DE ORIGEN

MARGEN DERECHA
A NUEVO TEAPA VER.

PUENTE COATZACOALCO
VISTA AGUAS ABAJO

MARGEN IZQUIERDA
A MINATITLAN VER.



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PLANO GENERAL TRAMO PRINCIPAL PUENTE "COATZACOALCOS" II

FALLA DE ORIGEN

Circulación: 4 carriles de circulación, 2 para cada sentido.
Carga móvil: HS-20 de las normas AASHO
Resistencia al viento: 320 Kg/m²

Efecto de sismo: Análisis estáticos y dinámicos relación suelo-estructura.

Características técnicas.-

Longitud total: 1,170 metros
Esviajamiento: 0° alineamiento recto
Viaducto de acceso: Longitud: 472 m' con pendiente de 5.28%
Claros: 7 claros de 60 m. x 1 claro de 52 m.

Atrantamiento: Axial, tipo medio abanico, compuesto por 17 tirantes formados con un mínimo de 37 y máximo de 61 torones cada toron es de 150 mm²

Mástil: Tipo "Y" invertida.

Estructura:
- cimentación: tipo profundo y de superficie.
- pilas: sección rectangular, huecas, reforzadas y preforzadas.
- tablero: sección cajón, preforzado, doble voladizo.

Estudios Especiales.-

Cimentación.- Estudios de mecánica de suelos para analizar varias soluciones.
En la pila 4, los pilotes se apoyaron en un manto de arenas arcillosas.
En las pilas 5, 6 y 7, el apoyo es sobre arcilla con bajo contenido de arena y grava.
Se realizó una prueba de carga en un pilote representativo construido expreso entre las pilas 5 y 6 obteniéndose una capacidad de estrato arcilloso de 508 ton/m² para un coeficiente de seguridad de 2.

Sismo: Se analizaron efectos de sismo en tres direcciones: vertical, longitudinal y transversal.
Se encomendó el estudio de un modelo al Instituto de Ingeniería de la UNAM, en el que determinaron la influencia de la respuesta sísmica del puente ante las diferencias de fase en los movimientos de sus apoyos.

Tablero: Se revisó la estabilidad aeroelástica en un túnel de viento para conocer el fenómeno de Flutter con dos grados de libertad, flexión y torsión simultáneamente.
Otro fenómeno en el efecto del escape de torbellino de Van Karman.
Para velocidades de viento de 200 Km/h no hay riesgo de inestabilidad aeroelástica, y en cuanto al torbellino se observó que la sección propuesta proporciona un efecto de vibraciones mínimas que no afecta al tablero pero sí a los tirantes, por lo que se estudió un sistema de amortiguamiento entre tirantes y tablero.

Tirantes:

Para seleccionar el acero se realizaron pruebas estáticas; de fatiga y de susceptibilidad a la corrosión bajo tensión.

Para la sujeción de los tirantes se eligió el de desviación con continuidad del cable. Para conocer los efectos de fatiga en los torones al paso por el mástil, por la dificultad de garantizar su adecuada posición en el tirante, se ordenó una prueba en un laboratorio de Suiza, empleando un cable formado por 12 torones de 15mm. de diámetro, colocado en un ducto normal, sujetándose los extremos a bloques fijos de concreto reforzado y pasando por un bloque superior de concreto reforzado. Este conjunto se sometió a una carga cíclica hasta de dos millones.

Los resultados fueron ampliamente satisfactorios, adoptándose como solución en el proyecto.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA ESTRUCTURA.

CIMENTACIONES:

Estas se realizarán por superficie y tipo profundo de acuerdo a la siguiente descripción:

Por superficie.- Estribo 1, pilas 2 y 3 que se resolvieron con procedimientos tradicionales. (FIG. 32)

Excavación con draga equipada con cucharón de almeja, armado de acero de refuerzo y colado del elemento para obtener zapata.

Tipo profundo.- Pilas 8 a 14 y Estribo 15, se efectuaron por medio de un cilindro de 6 metros, de diámetro exterior y paredes de 1 metro de espesor, hincándose por el procedimiento de pozo indio, con colados de 2.5 metros de sección, utilizando moldes metálicos y concreto fabricado en planta dosificadora instalada en la obra con uso de camiones, revolvedora y colocación por medio de bombas de concreto. A las 24 horas de colado se procedía al hincado. (FIG. 33)

Para la excavación se dispuso de 4 dragas con capacidades de $\frac{3}{4}$ a $1\frac{1}{2}$ yd³, además de arietes, rectos e inclinados, dinamita, chiflones de aire y agua para proporcionar vibración y romper la fricción. El frente de la excavación era supervisado por buzos.

En la pila 9 se perdió la verticalidad del hincado, debido al escaso apoyo lateral del material circundante, por lo que se modificó su cimentación y se resolvió en pilotes de concreto colados en el lugar con cimbra metálica perdida.

Los tapones inferiores se colaron bajo agua, colocando el concreto con un tubo "TEMITE".

Los tapones superiores que constituyen la zapata de la pila se construyeron en forma convencional.

Las pilas 4, 5, 6 y 7 a base de pilotes en el lugar de 2.50 metros de diámetro y con las siguientes actividades: (FIG. 34)

Excavación y colado de pilotes in situ; mediante el uso de una perforadora SOILMEC RT 3/5, montada sobre una grúa.

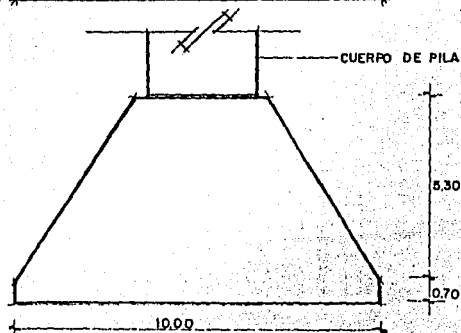
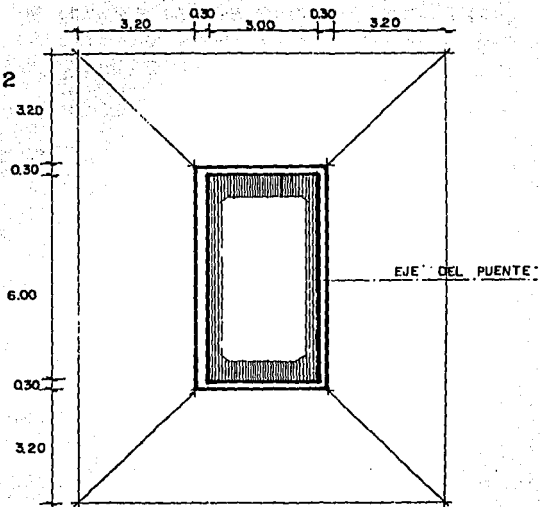
LINK-BELT LS 118 de 60 ton. de capacidad con la que se accionó un bote contador tipo CADWELL de 2.50 metros de diámetro. Para estabilizar las paredes de la excavación se colocó lodo bentonítico. Se colocó el acero de refuerzo armado en secciones de 12 metros de longitud. FIG. 35)

El colado se realizó con bomba de concreto WHITE MAN-P-80 y concreto suministrado de una planta dosificadora ORU-10-40 con capacidad de 30 m³/hora. El colado se debía realizar en una sola operación y dejando el extremo inferior del tubo ahogado en el concreto que se va depositando, para evitar su contaminación con el lodo bentonítico.

Hincado del tablaestacado perimetral circular; construidos los pilotes se hincaron tabla estacas metálicas para formar la ataquila que permitieran la excavación para construir la zapata. Lo anterior se realizó con un equipo vibratorio, ICE-812, suspendido de la pluma de una grúa LINK-BELT LS-108.

Instalación y operación del sistema de bombeo; debido al nivel de desplante de la zapata se hizo necesario en algunos casos, controlar el flujo de agua provocado por el nivel freático. Se utilizaron equipos de bombeo tipo profundo con bombas sumergibles automáticas a base de electroneveles y capacidad de 5 litros por segundo.

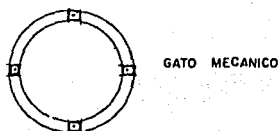
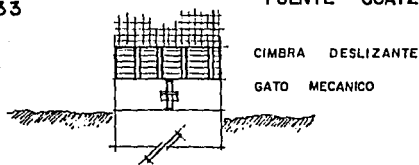
FIG.-32



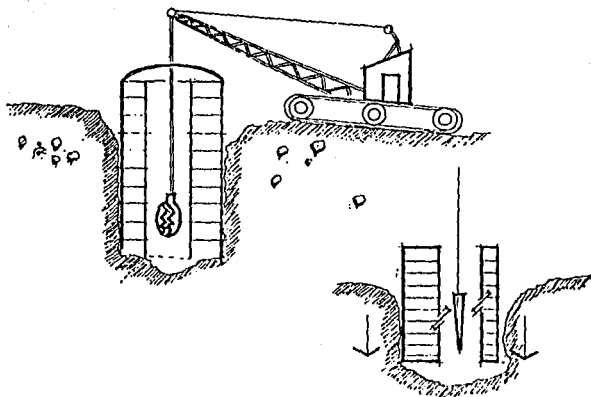
Acofocion en metros

SUBESTRUCTURA APOYO 3 ZAPATA

COLADO DE CILINDROS DE CIMENTACION VIADUCTO ACCESO
PUENTE COATZACOALCOS II
FIG.-33



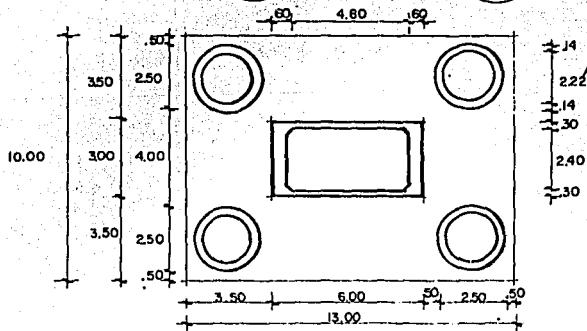
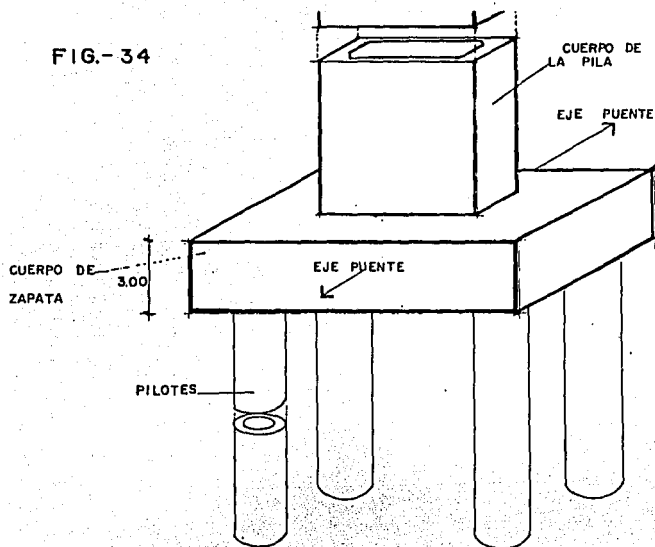
"POZO INDIO" HINCADO CILINDRO PESO PROPIO



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

FALLA DE ORIGEN

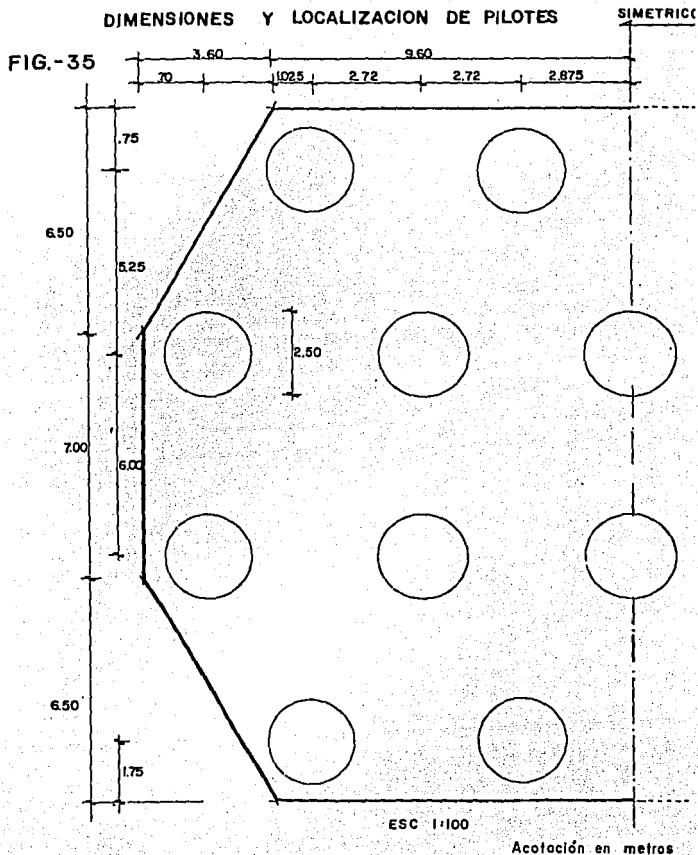
FIG.-34



Acolación en metros

SUBESTRUCTURA SECCIONES APOYO 6 y 7

FALLA DE ORIGEN



SUBESTRUCTURA PLANTA ZAPATA 4 y 5

FALLA DE ORIGEN

Armado y colado de la zapata; realizada la excavación se coló una plantilla de concreto simple de 50 cm. de espesor y se procedió a la demolición de la parte superior de los pilotes, 1.50m, se colocó después el acero de refuerzo correspondiente a la parrilla inferior, compuesta de varios lechos. Se utilizó conector tipo CAD-WELL, en lugar de traslapes o soldadura.

La colocación de concreto se realizó en 4 etapas de 1.25 m. cada una, cubriendo toda el área de la zapata. Se utilizó concreto elaborado con cemento de bajo calor, agua fría (2°C a 3°C) y un aditivo retardante, lo anterior para evitar las contracciones de temperatura.

SUB-ESTRUCTURA:

En términos generales, el cuerpo de las pilas se construyó usando moldes deslizantes, (FIG. 36), salvo en el último tramo de las pilas 4 y 5 donde se utilizó un molde tradicional (FIG. 37 Y 38)

El movimiento ascendente de los moldes se lograba por medio de gatos hidráulicos operados electrónicamente con velocidad de 20 cm a 25 cm. por hora.

Todas las pilas son de concreto reforzado, salvo las pilas 3 y 6 que debido a las reacciones provocadas por las cargas, tienen presfuerzo vertical.

Para el colado del mástil (pilas 4 y 5) el concreto se elevó por bombeo y rebombeo y para alturas superiores se realizó con grúa torre.

Se colaron tramos de 3 metros, usando moldes contraventeados.

Para el equipo auxiliar y las maniobras del personal se construyó una cimbra metálica tubular apoyada sobre la losa superior del tablero.

SUPERESTRUCTURA:

Se utilizó doble voladizo en todos los tramos excepto en los extremos de acceso de los estribos 1 y 15 que se hicieron en forma tradicional.

La secuencia constructiva de este procedimiento incluye las siguientes actividades:

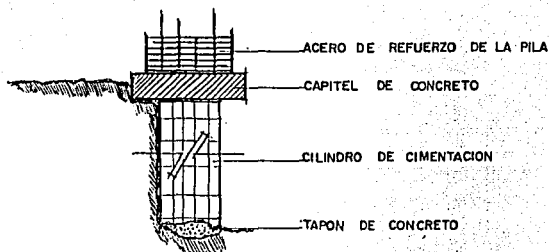
- Construcción de un primer elemento de la superestructura sobre la pila. (FIG. 39). Para la elevación de la cimbra se utilizó una grúa y para su fijación se dispuso de preparaciones dejadas en las pilas, en las cuales se colocaron ménsulas de vigas de acero de sección "I" sobre las que apoyaban madrinan del mismo material y que sirvieron para soportar la cimbra de arranque.

- Montaje y fijación de los dispositivos móviles de colado. Una vez que el elemento anterior adquirió su resistencia y su presfuerzo, se procedió al montaje de los dispositivos móviles de colado que consisten en estructuras metálicas formadas por viguetas cuya mitad posterior se apoya en el elemento construido y la otra queda en voladizo, donde se alojaron los moldes y las plataformas de trabajo que se utilizaron en la construcción de la siguiente dovela y así mismo permitir ejecutar las maniobras necesarias.

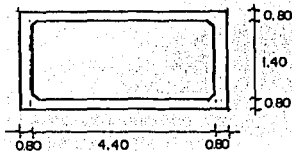
- Colado de las primeras dovelas simétricas. Una vez anclados los dispositivos móviles, se colocó el molde metálico sujeto al dispositivo, el acero de refuerzo en secciones prearmadas, los ductos para el acero de refuerzo en secciones prearmadas, los ductos para el acero de presfuerzo y las tornapuntas. Después se procedió al colado, empleando bombas y grúas para la colocación del concreto.

FIG.- 36

PREPARACION PARA DESPLANTE DE PILAS



SECCION DE LAS PILAS EN EL VIADUCTO DE ACCESO

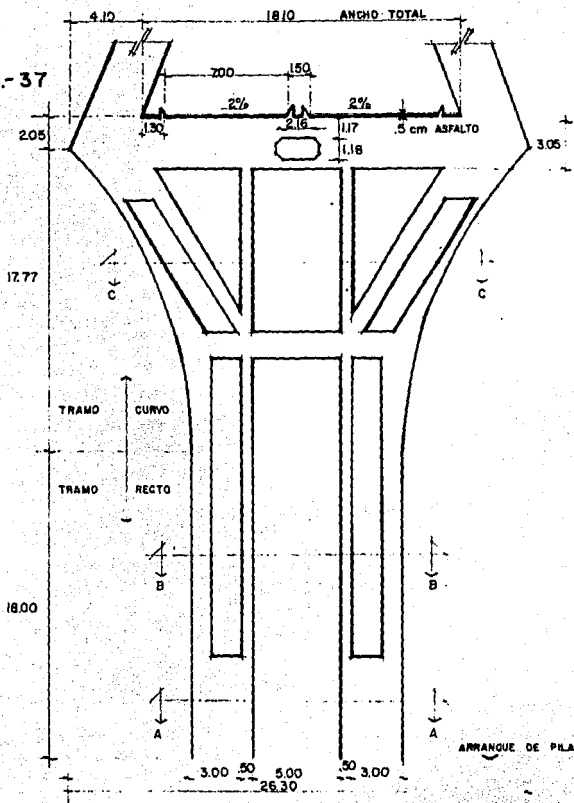


Acotación en metros.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO VIADUCTO ACCESO

FALLA DE ORIGEN

FIG-37

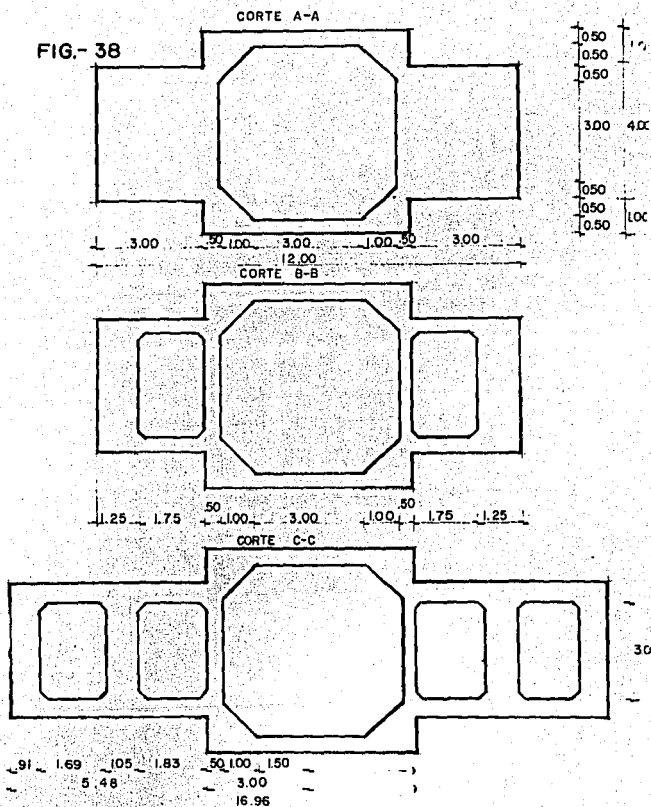


Acolación en metros.

SUBESTRUCTURA-CORTE POR EL EJE DE LAS PILAS 4 y 5 (mastil)

FALLA DE ORIGEN

FIG.- 38

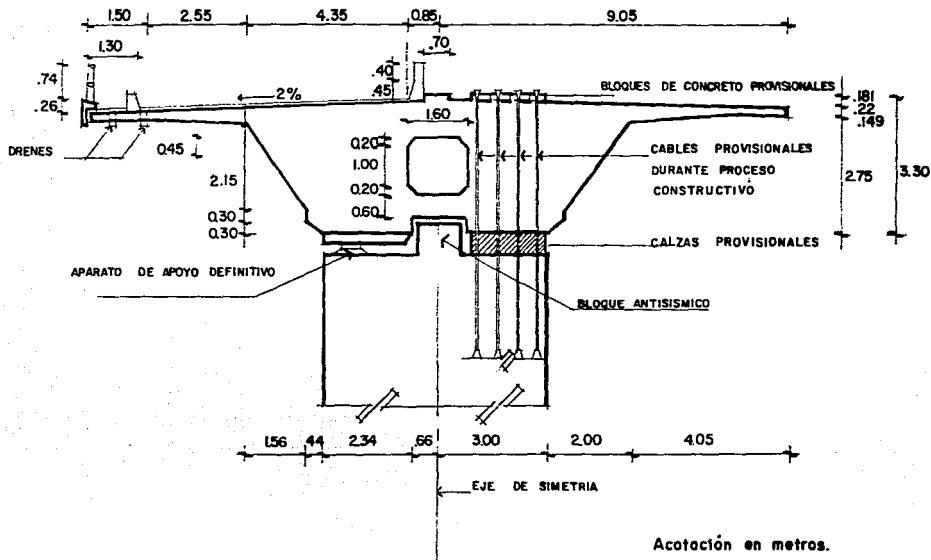


Acotación en metros

SUPERESTRUCTURA - CORTES DE PILA 4 y 5 SECCIONES

FALLA DE ORIGEN

FIG.- 39



FALLA DE ORIGEN

SUPERESTRUCTURA- DOVELA SOBRE PILA-CORTE AL EJE DE APOYO

- Fraguado del concreto y tensado de los elementos de prefuerzo. Para el Fraguado de concreto y para que éste alcanzara a las 36 horas el 80% del F'c de proyecto (350 Kg/cm²) se utilizó un aditivo fluidizante, que además obtuvo un revenimiento de 12 cm.

El tensado de los cables transversales y de las longitudinales localizados hasta las cuartas dovelas, se hizo por un sólo extremo, y a partir de ahí, por ambos lados. Realizado el tensado y el lavado de los cables, se procedió al Inyectado con lechada de cemento y aditivo estabilizador de volumen.

- Liberación y movimiento de los dispositivos móviles de colado. Una vez aplicado el prefuerzo, se soltaron los dispositivos móviles (carros) moviéndolos hacia adelante mediante el uso de tirfors y gatos mecánicos, hasta colocarlos en posición para el colado de la siguiente dovela. (FIG. 40)

- Repetición de este ciclo las veces que se necesitó. Fue necesario un control muy estricto en cuanto a niveles y posición sobre todo en la medida que el voladizo aumentaba su longitud.

Para la zona atrantada el colado fue como sigue; después de terminado el primer tirante, se colaron con voladizo las siguientes tres dovelas y se preparó la cuarta, en esta condición se tensó el segundo tirante y se repitió el proceso hasta terminar todos los tirantes, continuándose el colado de dovelas del claro principal hasta la dovela de cierre; etapa en la que se aplicó el prefuerzo de continuidad y así concluir la construcción del tablero (FIG. 41)

- Desmontaje de los equipos móviles de colado. Una vez cerrado el claro, se desmontaron los dispositivos móviles de colado y se corren hacia atrás, bajándolos lo más cercano posible a la pila.

TIRANTES EN CLARO PRINCIPAL:

La ejecución de esta actividad constó de las siguientes etapas:

- Colocación de los tubos de protección de los tirantes, lo cual se realizó auxiliándose con obra falsa metálica apoyada en la losa superior del tablero.

- Insertado de torones. Esto se hizo mediante una máquina lanzadora que insertó torón por torón hasta completar el número requerido.

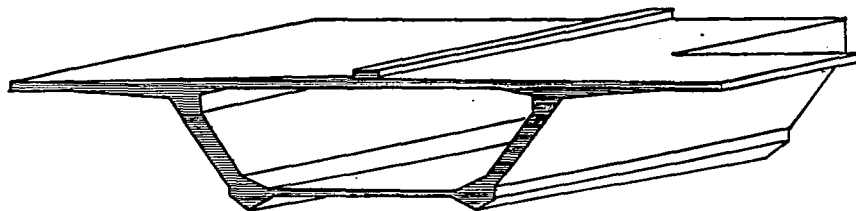
- Tensado. Se realizó con dos gatos hidráulicos, uno en cada extremo para jalar todos los torones a la vez. Los anclajes del tirante permiten retensar o distensar cuantas veces sea necesario.

- Inyección de lechada. Se realizó de abajo hacia arriba para evitar la formación de burbujas de aire.

ACABADOS:

Por último, se construyeron las guarniciones, se colocaron parapetos y postes de alumbrado y se aplicó la carpeta asfáltica en las superficies de rodamiento. (FIG. 42).

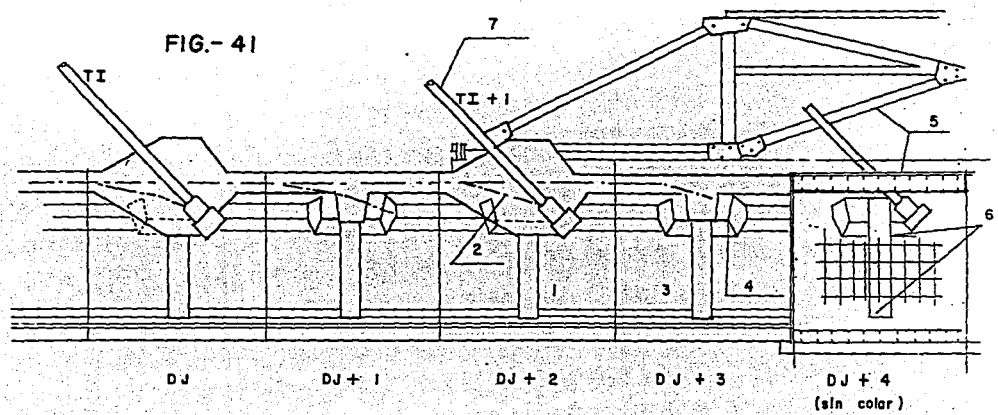
FIG.- 40



FALLA DE ORIGEN

SUPERESTRUCTURA TABLERO TIPO-DOBLE VOLADIZO

FIG.- 41



| | |
|----------------------------|---------------------------------|
| 1.- COLADO DOVELA DJ + 2 | 5.- CARRO MOVIL |
| 2.- PRESFUERZO DOVELA DJ+2 | 6.- COLOC. DE PIEZAS PRECOLADAS |
| 3.- COLADO DOVELA DJ + 3 | 7.- TENSADO TIRANTE Tj + 1 |
| 4.- PRESFUERZO DOVELA DJ+3 | |

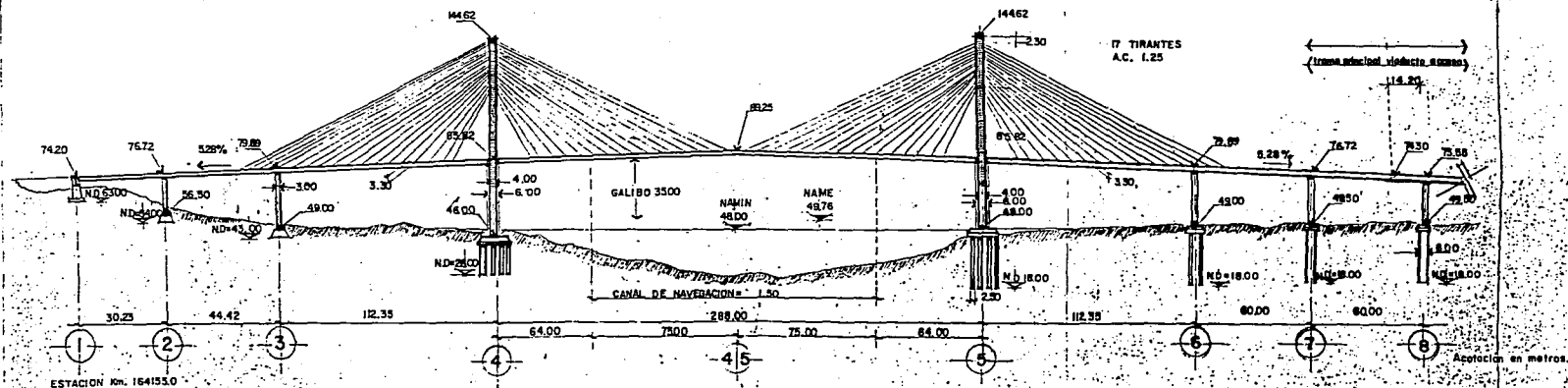
PROCESO DE CONSTRUCCION DE DOVELAS CON ATIRANTAMIENTO

FIG.- 42

MARGEN DERECHA
A NUEVO TEAPA VER.

PUENTE COATZACOALCO
VISTA AGUAS ABAJO

MARGEN IZQUIERDA
A MINATITLAN VER.



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PLANO GENERAL TRAMO PRINCIPAL PUENTE "COATZACOALCOS" II

FALLA DE ORIGEN

D) PROGRAMA DE OBRA.

La construcción de proyectos de puentes, ya sea para pealones, o complejos en su ejecución, como el anteriormente descrito, requieren de tiempo.

Ese tiempo en la industria de la construcción, (y no sólo en ella) es un factor muy importante que el contratista debe contemplar a través de un programa de ejecución o programa de obra, y si consideramos la construcción de puentes como un proceso productivo, este necesita de una planeación, una programación y un control:

- Planeación para conocer las actividades y su secuencia.
- Programación para evaluar tiempos, obtención de ruta crítica y realización, análisis y reducciones.
- Control para uso de holguras y acortamientos de tiempos.

El programa de obra es una herramienta de trabajo que nos indicará:

- a) actividades y su orden de ataque.
- b) tiempos de ejecución para cada actividad.
- c) materiales, mano de obra y equipo para cada actividad.
- d) erogaciones por realizar.
- e) tiempo requerido para ejecutar la obra.

La elaboración de un programa de obra se establece en la actualidad por medio de la ruta crítica. Este sistema de programación se ha usado en la industria de la construcción desde hace 27 años. Antes, lo usual consistía en predeterminar cuales eran las actividades principales, cual su duración y representarlas a cierta escala de modo que a cada actividad le correspondía un renglón de la lista, que generalmente establecía también el orden de ejecución de las actividades situándose la barra representativa de cada actividad a lo largo de una escala de tiempos efectivos. Si después de emplear el criterio personal se obtenía una fecha de terminación igual a la presupuesta, se aceptaba dicho programa, en caso contrario y basados únicamente en la dimensión de las barras hasta obtener la fecha de terminación deseada.

Ante esta solución se presenta un método que se conoce con el nombre de ruta crítica, el cual es un sistema de programación control que permite conocer las actividades que definen la duración de un proceso productivo

Las ventajas de la ruta crítica (C.P.M.) son:

- Permite conocer las diferentes órdenes de importancia de las actividades.
- Permite conocer cuales son las actividades que controlan el tiempo de duración de un proceso.
- Permite conocer los recursos requeridos para cualquier momento de la ejecución del proceso.
- Permite analizar el efecto de cualquier situación imprevista y sus consecuencias en la duración total del proceso.
- Permite deslindar responsabilidades de los diferentes organismos que intervienen en un proceso.
- Permite programar más lógicamente.

CONCLUSIONES

El desarrollo de esta investigación amerita de los siguientes comentarios:

En términos generales se describen los elementos necesarios para la elaboración de un proyecto de puente carretero, aunque se debe mencionar que todo proyecto de obra civil requiere como antecedente un estudio socioeconómico que justifique su realización.

No se contempló el cálculo de un puente en específico; en su lugar se procedió al análisis de 3 alternativas de sistemas de piso, con el fin de ilustrar su procedimiento.

En cuanto a la infraestructura, se refirió a los elementos que la componen, y al cálculo de una pila.

Tanto en el proyecto de la superestructura, como en el de la infraestructura, se manejaron condiciones y datos propuestos por el autor.

Dentro del capítulo de procedimiento constructivo y programa de obra, se mencionaron los requerimientos de una compañía constructora para poder realizar concursos, se describió la necesidad de un orden lógico de ataque de las actividades, y se hizo referencia al procedimiento constructivo conocido por "doble voladizo".

Se incluyó en esta investigación, la descripción del puente "Coatzacoalcos II", pues ilustra, en forma real, la ejecución de un proyecto de puente carretero.

Como se mencionó en la introducción de este estudio, la tecnología es paralela a la historia y desarrollo del hombre. Con esto se quiere señalar que el estudio de proyectos de puentes se puede simplificar hoy en día con el uso de las computadoras, aunque también es cierto que impera un factor importante para el desarrollo de estos diseños, y que es la situación socioeconómica de los pueblos.

Para concluir, se espera que este trabajo oriente al nuevo profesionalista, y al mismo tiempo despierte su inquietud por encontrar innovaciones de proyecto para este tipo de estructura.

BIBLIOGRAFIA:

- 1.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES.
Tomo I
C.F.E. Instituto de Investigación de la Industria Eléctrica
México, 1969
- 2.- APUNTES DE LA CLASE DE PUENTES
Ing. Raúl Ramírez
Noveno semestre de la Carrera de Ingeniería Civil
U.L.S.A. 1980
- 3.- STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES.
American Association of State Highway Officials
Part. I
U.S.A. XI Edition, 1973
- 4.- MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA
Karl Terzaghi y Ralph B. Peck
Editorial El Ateneo
España, 2a Edición, 1976
- 5.- METODOS, PLANEAMIENTO Y EQUIPOS DE CONSTRUCCION.
R.L. Peurifoy
Editorial Diana
México, 1a. Edición 1981
- 6.- DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO
Bresler, Lin y Scatzi
Editorial Cecsa
México, D.F. 1966
- 7.- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN DE PUENTES.
Ing. Ricardo Lasso
Impresora Offset Diana
México, 1964
- 8.- CONSTRUCCION DE UN NUEVO PUENTE SOBRE EL RIO COATZACOALCOS.
Ing. Froylan Vargas.
Ediciones Especiales No. 2 C.I.C.M. A.C.
México, 1982

9.- METODO DE LA RUTA CRITICA Y SUS APLICACIONES A LA CONSTRUCCION.
James M. Antill, y Ronald W. Woodhad
Editorial Limusa.
México, 1980