



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

ANÁLISIS Y DISEÑO DEL P.I.V. “SIN NOMBRE”
EN EL KM 15+ 640.00 DEL LIBRAMIENTO SUR DE
REYNOSA, TAMAULIPAS.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

SILVIA ALCÁNTARA ROJAS

DIRECTOR: M. en I. Patrocinio Arroyo Hernández

San Juan de Aragón, Edo. de México a de marzo del 2012.





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 esta 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.



DEDICATORIAS

Y

AGRADECIMIENTOS

Estoy a punto de llegar a la meta, el esfuerzo de estos últimos años han dado frutos y la prueba de ello está plasmado aquí. Sin embargo hay algo que queda aun en el tintero, probablemente la parte más difícil de todas..... Y es esta, he leído y releído el titulo y aun no sé cómo empezar.

Empezare agradeciendo a la vida por darme la oportunidad de estar aquí; y con ello a mis padres que durante toda la vida han estado conmigo pues en mis tropiezos y alegrías también han llorado y reído, disfrutando de mis triunfos y animándome en mis adolecías. Y en esta ocasión les digo Muchas gracias porque sin ustedes no sería yo. Y por su puesto mis hermanos Alejandro, Rodrigo, Angélica, Susana, Danna y Mitzi que en cada uno de ellos he encontrado un apoyo y algo nuevo que aprender.

Aun así con una familia grande un poco disfuncional pero unida, no podías faltar tú mi gran amor Jesús Humberto gracias por brindarme tu apoyo incondicional, por estar conmigo en los momentos en que tirar la toalla era una opción, por creer en mí. También quiero agradecer a tus padres por permitirme ser parte de su familia, y por todas las consideraciones que me han tenido.

Una vez más le doy gracias y le ofrezco una disculpa por la inconsistencia que presente durante el desarrollo de la Tesis. Gracias por hacer que mi paso por la Universidad fuera más ameno, por interesarse en sus alumnos, por darme su tiempo y sabios consejos. Ing. Patrocinio.

Agradezco también al Ing. Almazan por la amistad que me brindo, sus consejos y por inducirme al ambiente de las estructuras.

A mis amigos que me enseñaron el valor de la amistad en especial a Eduardo.

Y por ultimo y por ello no menos importante Dedico este trabajo de Tesis a todos los antes ya mencionados y a las nuevas generaciones de Ing. Civil.



Í N D I C E

INTRODUCCIÓN

OBJETIVO

ALCANCES

1. ASPECTOS FUNDAMENTALES DE LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS DE DRENAJE.	
1.1 Definición	06
1.2 Clasificación de las Obras de Drenaje	06
2. Componentes del Paso Inferior Vehicular (P.I.V)	17
3. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL P.I.V	
2.1 Localización y ubicación geográfica.	54
2.2 Planteamiento del problema.	55
2.3 Alternativas de Solución	56
2.4 Estudios.	57
2.5 Normativa	73
2.6 Software	74
4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.	
3.1 Losa.	79
3.2 Trabe.	92
3.3 Planos.	226
5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA.	
4.1 Caballete No.1	227
4.2 Pila No. 2 .	293
4.3 Planos.	339
6. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.	
5.1 Pilastrones	340
CONCLUSIONES	347
BIBLIOGRAFÍA	348



I N T R O D U C C I Ó N

Como pasante de Ing. Civil me enfrente con varias adversidades pues mi mayor anhelo era poder calcular y diseñar un Pte. Sin embargo la bibliografía acerca del tema es escasa, o muy especializada, o definitivamente dan por hecho muchas términos, elementos o pasos.

Por lo cual quise plasmar de una forma puntual la metodología a seguir, esperando sea de ayuda al estudiante o pasante de la carrera. Y si lo englobo tan solo en estudiante o pasante es porque durante el desarrollo de este trabajo y crecimiento profesional se van ampliando los conocimientos y criterios a emplear las visiones salen de cuadro y se pone a práctica la teoría que no siempre es la adecuada.



O B J E T I V O

Exponer los aspectos fundamentales del análisis y diseño del Paso Inferior Vehicular que por sus siglas es considerado como P.I.V; el cual pertenece a la clasificación de las obras de drenaje mayor.

Por lo que este trabajo pretende ser una guía básica de procedimiento para el análisis de un P.I.V; la cual puede aplicarse para los P.S.V y Puentes con sus respectivas variables tales como: el No. De carriles, el peso de la carga viva del camión HS-20 al T3-S2-R4; el ancho de camino, los datos hidráulicos, la socavación en el caso de puentes, entre otros. También muestra de manera metódica a seguir una forma desglosada, permitiendo la practicidad del cálculo.

A L C A N C E S

Dar a conocer las diferentes obras de drenaje que se emplean en la elaboración de un tramo carretero como son las obras de drenaje menor y las de drenaje mayor de una forma general; y a manera detallada un Paso Inferior Vehicular, en el cual se muestran los elementos que lo constituyen así como su definición su análisis y diseño.



1.- ASPECTOS FUNDAMENTALES DE LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS DE DRENAJE.

1.1 Definición.

En el desarrollo de un proyecto carretero, es común encontrar obstáculos que dividen a los asentamientos humanos, a pasos ganaderos, a caminos¹ y a escurrimientos subsuperficiales y superficiales, entre otros. Entonces, una tarea fundamental del Ingeniero, es precisamente garantizar la continuidad del tránsito, mediante la construcción de obras complementarias.

Respecto a los escurrimientos, su importancia radica en el hecho de que disminuyen la resistencia del suelo propiciando así, la falla en los terraplenes, cortes y superficies de rodamiento, por lo que su presencia sobre el camino se evita con obras de drenaje, cuya finalidad principal es interceptar o librar el flujo antes de que llegue al camino, además de conducirlo fuera del mismo.

1.2 Clasificación.

Las obras de drenaje complementarias se clasifican en subterráneas y superficiales, dependiendo de la capa de la corteza terrestre en la que el agua escurre.

Las obras de drenaje subterráneas son un gran auxiliar para eliminar la humedad que inevitablemente ha llegado al camino y que con una presencia prolongada, provoca asentamientos o deslizamientos de material. Dentro de este tipo podemos mencionar a los drenes ciegos (o dren francés) los cuales están formados por zanjas bajo las cunetas rellenas en capas de material graduado, con una base firme la cual comunica a una tubería por donde el agua filtrada es

¹ Carreteros y de ferrocarril.



conducida hacia un lugar donde se pueda retirar de manera superficial del camino, las dimensiones varían de acuerdo a las características del lugar, las más comunes son las plantilla de 45 cm, de profundidad va de 80 a 100 cm. (Ver Fig. 1)



FIG. 1 DIAGRAMA DE UN DREN CIEGO O DREN FRANCÉS

Por otra parte, las obras de drenaje superficial tienen por objeto captar los escurrimientos que no se infiltran al subsuelo, evitando así, que lleguen al camino o permanezcan en él y de esta manera no se ocasionen desperfectos al mismo y molestias al usuario.

Se distinguen el longitudinal y el transversal, dependiendo de la posición que las obras guarden con respecto al eje del camino. El drenaje longitudinal corre paralelo al eje del camino y las estructuras de este tipo empleadas son las cunetas, contra cunetas, bordillos, lavadero, entre otros.

Cunetas.-

Las cunetas son zanjas que se hacen en uno o ambos lados del camino, con el propósito de conducir las aguas provenientes de la corona y lugares adyacentes hacia un lugar determinado, donde no provoque daños, su diseño se basa en los principios de los canales abiertos. (Ver Fig. 2)



FIG. 2 CUNETAS DE FORMA TRAPEZOIDAL

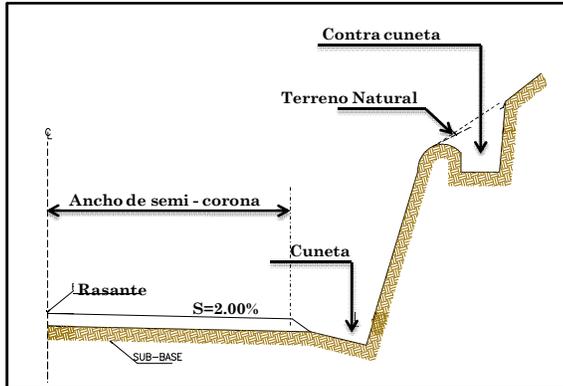


FIG. 3 ESQUEMA DE LA LOCALIZACIÓN DE UNA CONTRA CUNETA EN EL CAMINO.

Contra cunetas.-

Son zanjas que se construyen paralelamente al camino en la parte aguas arriba del talud, de forma trapecial comúnmente, con plantilla de 50 cms y taludes adecuados a la naturaleza del terreno. (Ver Fig. 3). La función de las contra cunetas es prevenir que llegue al camino un exceso de agua o humedad.

Bordillos.-

Son elementos que conducen el agua por efecto de gravedad corre sobre la corona del camino descargándola en los lavaderos, para evitar una erosión en la parte de los taludes de los terraplenes que están conformados por material erosionable. Los bordillos pueden ser de concreto hidráulico, o concreto asfáltico, o de suelo – cemento. (Ver Fig. 4)



FIG. 4. BORDILLOS SOBRE LA LATERAL DEL CAMINO. (CARRETERA: MÉXICO—PIRÁMIDES)



FIG. 5. LAVADERO A BASE DE MAMPOSTERÍA.

Lavaderos.-

Son canales que transporta la descarga de agua recolectada por los bordillos, cunetas y guarniciones a lugares donde no causen daño a la estructura del pavimento.

Los lavaderos pueden ser de mampostería, concreto hidráulico o metálicos. (Ver Fig. 5)



Por otra parte y respecto al drenaje transversal el cual da paso libre al agua que cruza de un lado a otro del camino, o bien la retira lo más pronto posible de la corona, podemos mencionar para tales efectos a los tubos, losas, bóvedas, sifones, el bombeo de la corona, y los puentes.

Tubos.-

Pueden ser de concreto ciclópeo o lamina y sus dimensiones van de 0.90 m, 1.05 m, 1.20 m, y 1.50 m de diámetro, (Son los más comerciales). La utilización de ellos esta de acuerdo al área necesaria para drenar y la altura que guarda la obra con respecto de la rasante de camino llamado colchón, la cual debe ser de 0.80m. como mínimo. En la Fig. 6 se muestra una obra de drenaje con tubo de lamina de 0.90 m de Φ . (Esta foto fue tomada en Mesa de Huracán, Chihuahua).



FIG. 6 TUBO DE LÁMINA DE 0.90M. Φ

Losa.-

Este tipo de obra de drenaje es una opción más para garantizar el paso de agua en el camino cuando el tubo no cumple con el área necesaria para drenar y/o el colchón entre la rasante y la obra es poco ya que esta solo requiere de un colchón mínimo de 0.20 m, de las cuales podemos tener losa con luz² de 1.00 y altura de 1.00m hasta la de luz de 6.00m por altura de 5.00m. Se construyen de concreto simple, y sus aleros pueden ser de concreto ciclópeo, mampostería y concreto simple. (Ver Fig. 7)



FIG. 7 LOSA DE CONCRETO SIMPLE DE 3.5 M DE LUZ POR 1.5M DE ALTURA, CON ALEROS DE MAMPOSTERÍA. (PARRAL, CHIHUAHUA).

² Luz.- Se le conoce con esta designación a la distancia que se encuentra entre los apoyos de la losa.



Bóveda.-

Son construidas de mampostería, y concreto simple. Estas obras son de gran ayuda cuando el colchón de la obra se encuentra por arriba del metro. Sus dimensiones van de acuerdo con la altura a salvar hay de 0.5 m de radio intradós³ por 1 m de altura hasta 2.00 m de radio intradós por altura de 4.00 m. Sus aleros son de mampostería o de concreto simple. (Ver Fig. 8).



FIG. 8 BÓVEDA DE MAMPOSTERÍA CLASE 3 DE 0.5M DE RADIO INTRADÓS POR 1.00M DE ALTURA. (PARRAL, CHIHUAHUA).

Sifón.-

Se utiliza si un canal se encuentra a su paso con una depresión del terreno natural que obligaría a construir un terraplén muy alto o un puente, por lo que en ocasiones se opta por un tubo en forma de “U” atravesando así la depresión y retomando luego el canal cuando el terreno tenga una cota adecuada. (Ver Fig. 9)

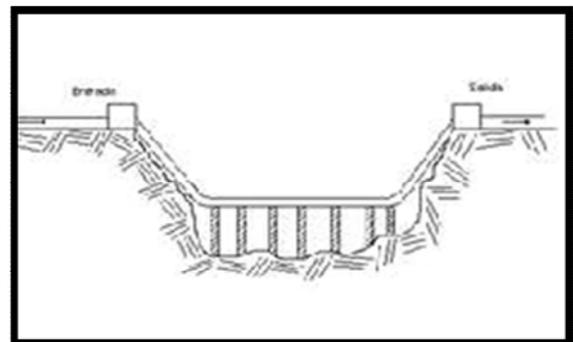


FIG. 9 ESQUEMA DEL SIFÓN CON TUBO EN FORMA DE “U”.

³ Radio Intradós.- Es la superficie o cara inferior del arco (lado cóncavo).



Bombeo en la corona.-

Es la pendiente transversal del camino que permite drenar el agua que cae directamente sobre la superficie, enviándola hacia sus hombros, evitando así su encharcamiento y por ende la erosión. El bombeo depende del camino y tipo de superficie y su inclinación se mide en porcentaje. Por ejemplo en caminos de dos bandas (carriles) y en sección en tangente es común que el bombeo se disponga con un 2% de pendiente desde el eje del camino hasta el hombro correspondiente, en secciones en curva el bombeo está en función de la sobreelevación necesaria y para caminos revestidos conviene que el bombeo no baje del 4% para dar muy rápida salida al agua transversalmente. (Fig. 10).

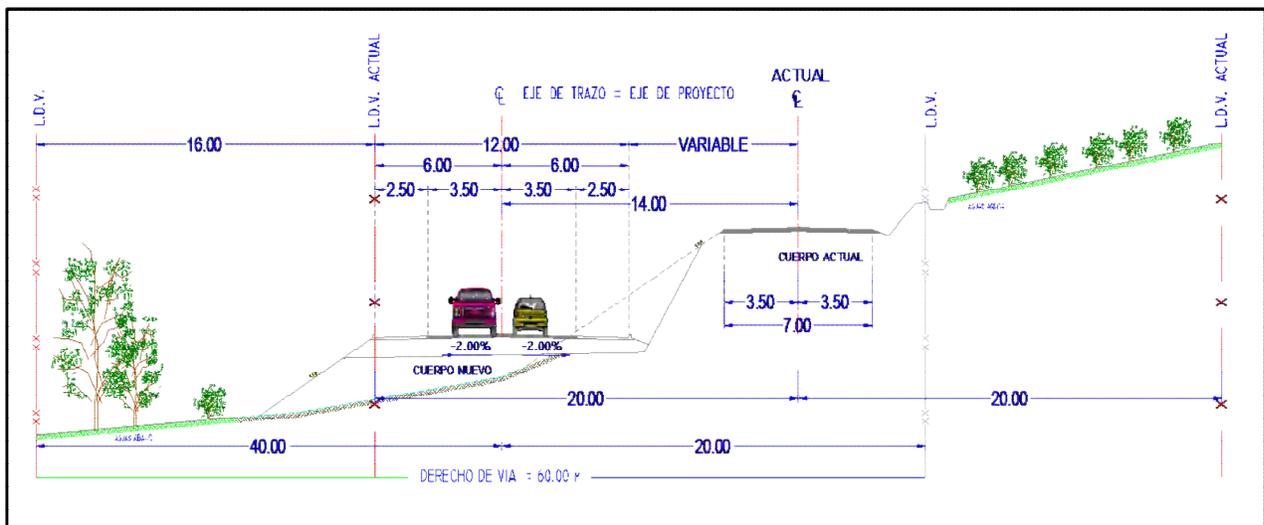


FIG. 10 ESQUEMA DE UNA SECCIÓN TIPO DONDE SE MUESTRA EL BOMBEO DE -2.00% EN AMBOS LADOS DEL CUERPO



Puente.-

Entendemos por puente, a una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos brazos de mar; con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías. (Ver Fig. 11).



FIG. 11.-VISTA DEL PUENTE CHIAPAS, CIMENTADO CON JACKETS, QUE CRUZA EL EMBALSE DE LA PRESA NEZAHUALCÓYOTL (MALPASO) DE LA CARRETERA LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA EN EL TRAMO RAUDALES – OCOZOCOAUTLA.

Los puentes se pueden clasificar por diversos criterios, entre los cuales destacan por su:

a) Claro.-

De claro mediano con longitud comprendida entre los 6 y los 60 metros y de grandes claros con longitud mayor a los 60 metros.

b) Comportamiento elástico.-

Pueden ser simplemente apoyados, continuos o mixtos.

Los puentes continuos reducen la magnitud del momento flexionante positivo al centro del claro, logrando claros más largos (menos apoyos) con el mismo peralte de las traveses, pero su cálculo es complejo, sin embargo, son susceptibles a asentamientos diferenciales, por lo que su uso no se recomienda en estructuras sobre suelos blandos. Una combinación eficiente de ambos tipos de estructuración es la solución Gerber, en la que se coloca una trabe central simplemente apoyada justo en los sitios correspondientes a los puntos de



inflexión, momento igual a cero, de una viga continua. Este es un sistema adecuado para usar elementos presforzados⁴ en esa viga central y otros con las mismas características, ya sea también, reforzados o postensados colados en sitio, formando el voladizo o cantiléver.

Los segundos incluyen desde puentes de claros medios, con continuidad solamente en la superestructura, hasta puentes colgantes, atirantados y empujados. (Ver Fig. 12)



FIG. 12.- REPRESENTACIÓN DE LOS PUENTES COLGANTE, ATIRANTADO Y EMPUJADO RESPECTIVAMENTE

c) Geometría.-

De acuerdo con la geometría de los puentes se puede clasificar en regulares e irregulares y si el puente tiene dos o más claros su clasificación será distinta para cada componente o módulo del puente. En este caso se debe garantizar que estas partes estarán totalmente aisladas y que tendrán un movimiento sísmico independiente de otros componentes del puente, y que las juntas constructivas han sido expresamente diseñadas para evitar el golpeo.

Con fines de clasificación por geometría no se podrán considerar aislados los soportes del puente sobre los que descansa la superestructura con apoyos deslizantes o de neopreno; esto es debido a que el movimiento que se presentara entre ambos soportes puede ser distintos, lo que ocasionaría la pérdida de apoyo de la superestructura, situación que se agrava notablemente en puentes irregulares.

Un puente irregular será aquel en el que se cumpla al menos una de las siguientes características:

⁴ Elementos de concreto hidráulico sometidos a esfuerzos previos de compresión (que alivian o eliminan los esfuerzos de tensión que se producen en condiciones de servicio), antes (pretensado) ó después (postensado) del colado.



- Los puentes en línea recta con apoyos esviados⁵ que formen ángulos mayores de 25° con respecto al eje transversal del camino. (Ver Fig. 13)

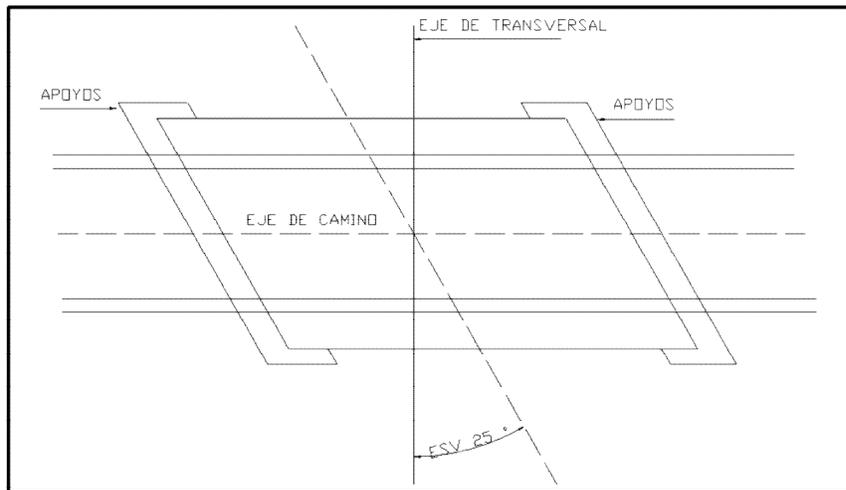


FIG. 13 PUENTE EN TANGENTE MOSTRANDO EL ESV. EN LOS APOYOS

- Puentes curvos que subtiendan un ángulo de un estribo a otro, o al final del puente, mayor que 25° , medido desde el eje principal del camino. (Ver Fig. 14)

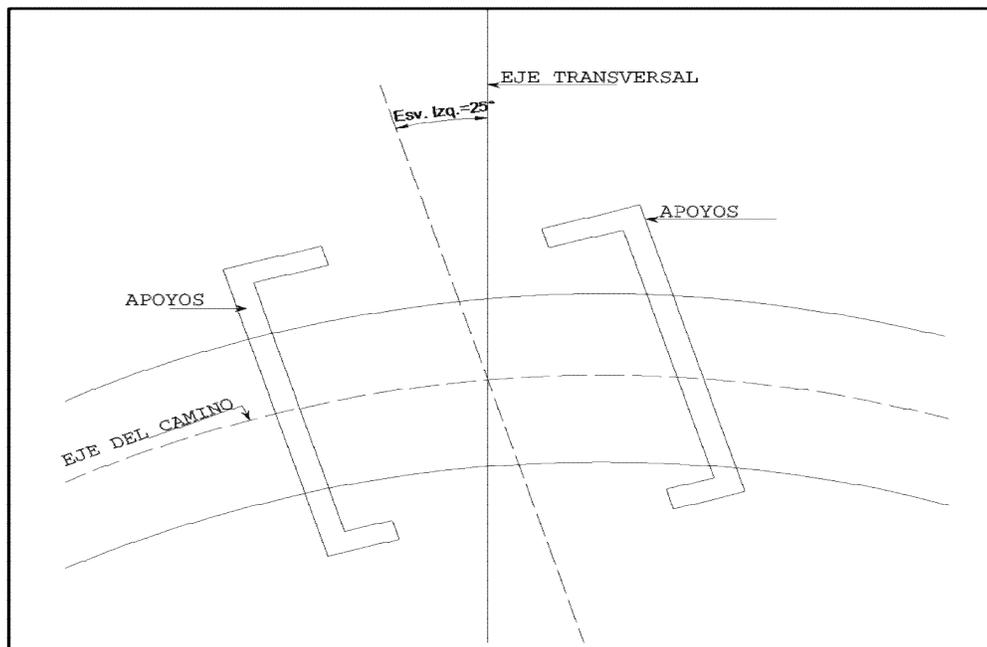


FIG. 14 PUENTE CON ESV. EN CURVA IZQUIERDA DE $25^\circ 00' 00''$

⁵ Esviaje.- Se denota con este nombre cuando los apoyos del puente forman un ángulo diferente de 90° con el eje de camino.



- Existen cambios abruptos en rigidez latera o en masa a lo largo de su longitud. Los cambios en estas propiedades que excedan 25 % de apoyo a apoyo, incluyendo estribos, deberán ser considerados abruptos. Ejemplo de la fig. 15

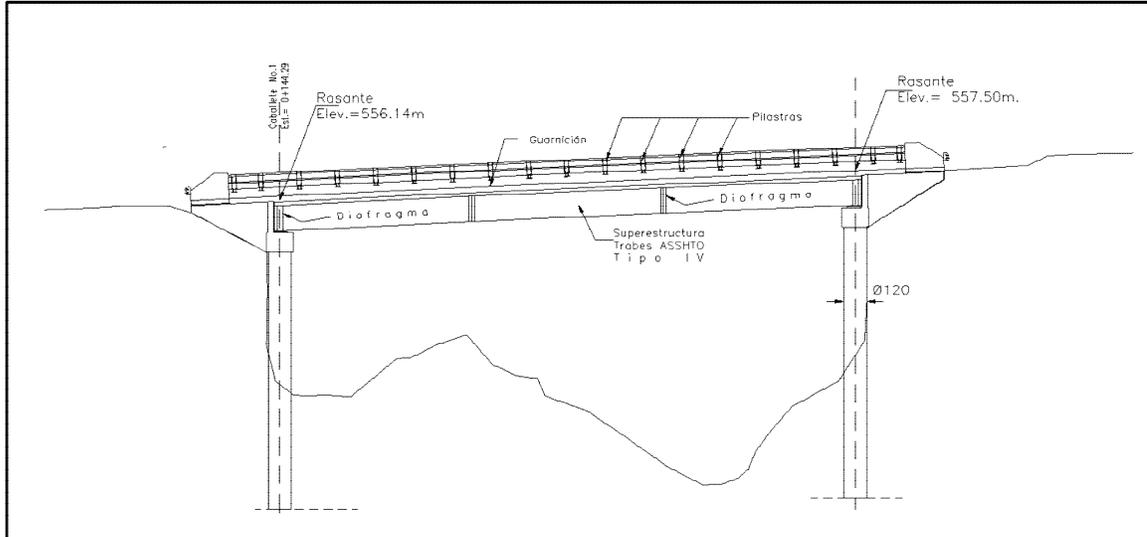


FIG. 15 ESTE ESQUEMA EN PLANTA DE UN PUENTE MUESTRA LOS CAMBIOS ABRUPTOS DE TERRENO NATURAL

Con lo anterior damos por terminada la clasificación de los puentes según los criterios de; claro, comportamiento elástico y geometría que ya definimos, sin embargo no podemos dejar a un lado las estructuras que por su definición no son puentes pero que también pertenecen a la obra de drenaje mayor y son consideradas Pasos los cuales se trataran a continuación.

Un paso es una estructura que permite el cruce de personas, ganado, vehículos o ferrocarriles y a diferencia del puente su obstáculo a salvar es una vialidad. La cual puede estar por debajo o por encima de otra y dependiendo de lo anterior y de a quien esta destinada la estructura se utilizan las siguientes:

- P.S.F
- P.I.F
- P.I.P
- P.I.G
- P.S.V
- P.I.V



En donde la primera sigla (P) hace referencia de que se trata de un paso (el cual se construye en un cruce de la carretera). La siguiente letra definida por la “I” de inferior o la “S” de superior, da la posición que tiene el eje del camino de la carretera principal con respecto al paso, por debajo (I) o por encima (S). Por último, la tercer abreviatura que puede ser una “F” de ferrocarril, una “P” de peatonal, una “G” de ganadero o una “V” de vehicular nos dice para quien está destinado el paso.

Ejemplo (Ver Fig. 16):

P.I.P.

- P= **Paso**.- Estructura que se construye en un cruce de la carretera,
- I = **Inferior**.- Por encima del eje de camino de la carretera principal,
- P= **Peatonal**.- Destinado al paso de peatones.

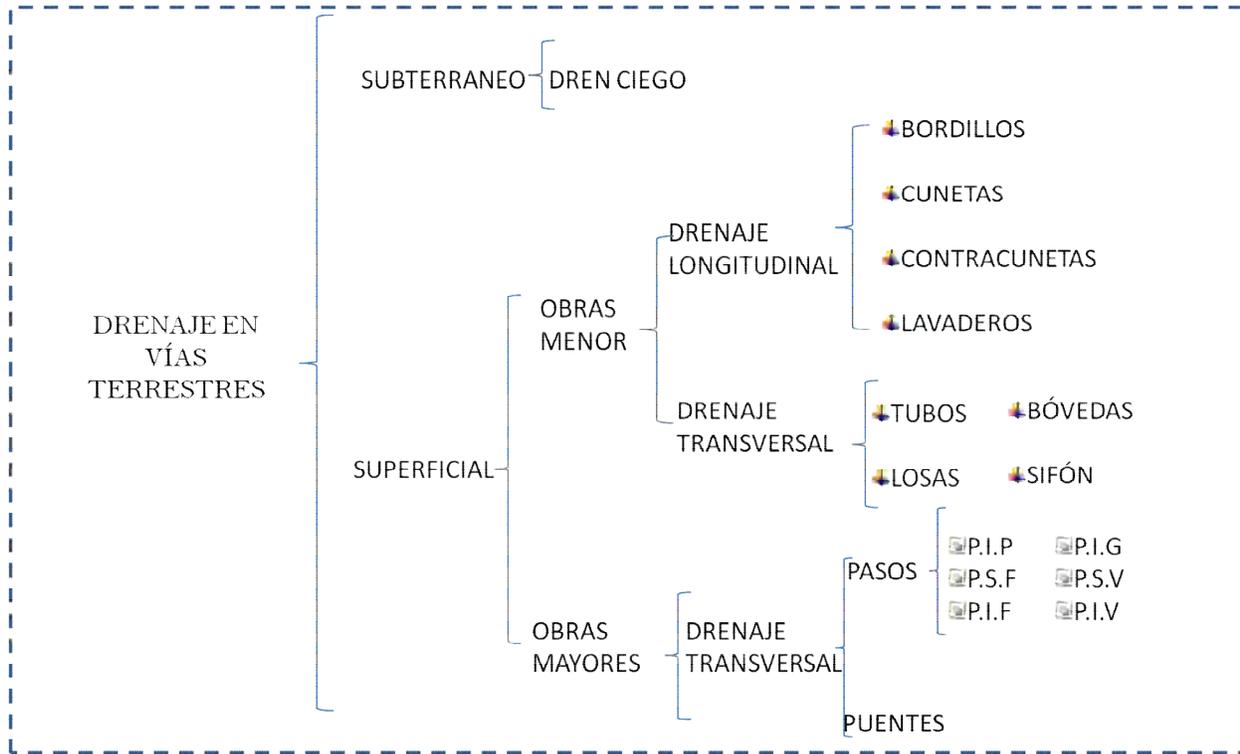


FIG. 16 PASO INFERIOR PEATONAL (P.I.P) CON RAMPAS LATERALES.



A manera de resumen tenemos el siguiente cuadro:

CUADRO SIGNOTICO No. 1 DRENAJE EN VÍAS TERRESTRES



1.3 COMPONENTES DEL PASO INFERIOR VEHICULAR (P.I.V)

Ahora bien de lo anterior nuestro tema de estudio solo se reduce a una obra de drenaje mayor llamada Paso Inferior Vehicular (P.I.V) la cual está constituida por tres grupos denominados Superestructura, Subestructura y la Cimentación; que a continuación se detallaran. (Ver Fig. 17)



Capítulo 1.- Aspectos fundamentales de las obras de Drenaje.

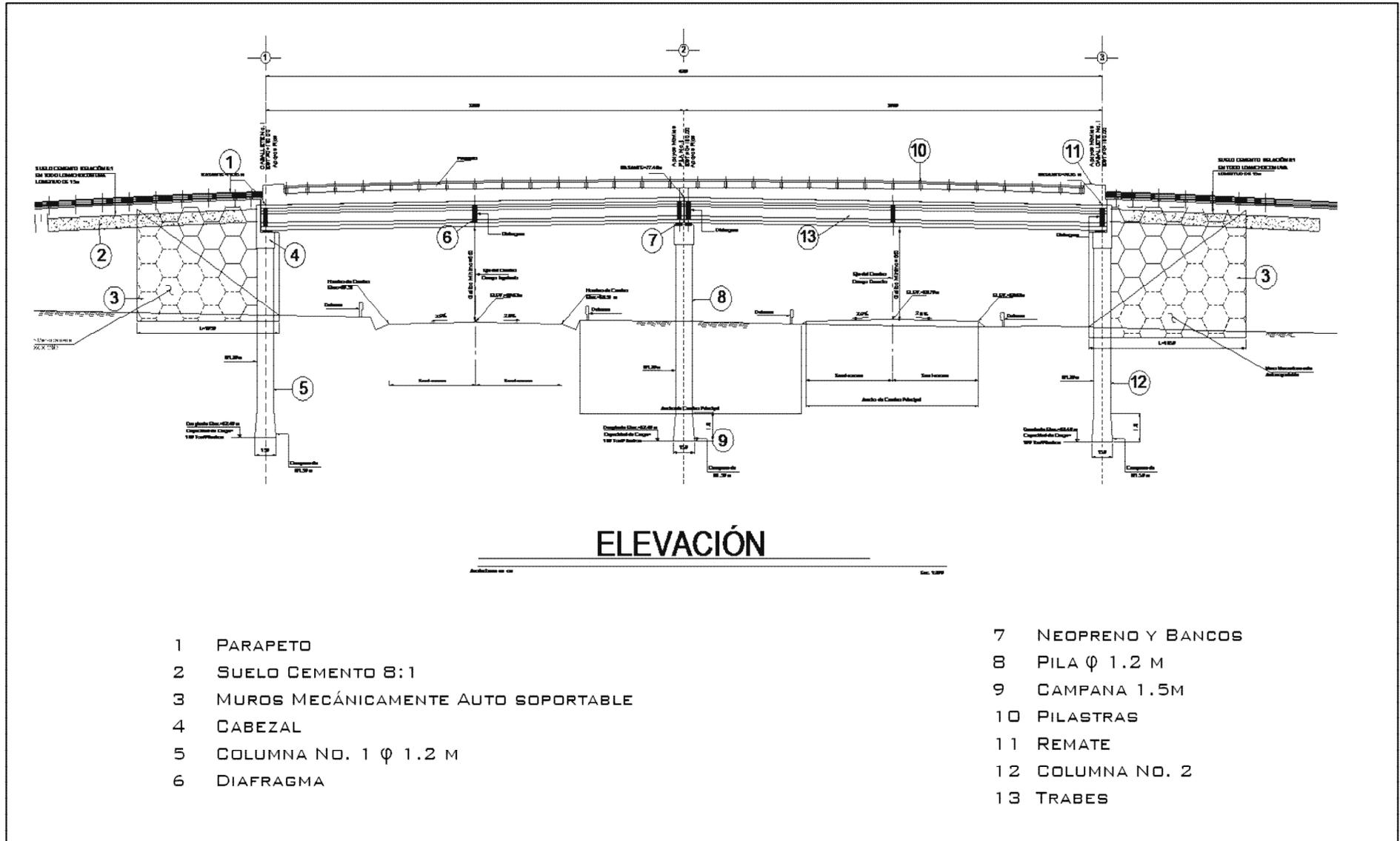


FIG. 17 MUESTRA DE LOS COMPONENTES DEL PASO INFERIOR VEHICULAR



Para comenzar tenemos la **Superestructura** que comprende todos los componentes que se encuentran por encima de los elementos de soporte, es decir, superficie de rodamiento, guarniciones, parapetos, losa, trabe y diafragmas.

1.- Superficie de rodamiento.

Sobre la cual circulan los vehículos puede ser de asfalto o de concreto su espesor es de 4cm, pero para cuestiones de cálculo se maneja de 12cm ya que este valor considera su encarpentamiento de tres veces su espesor.

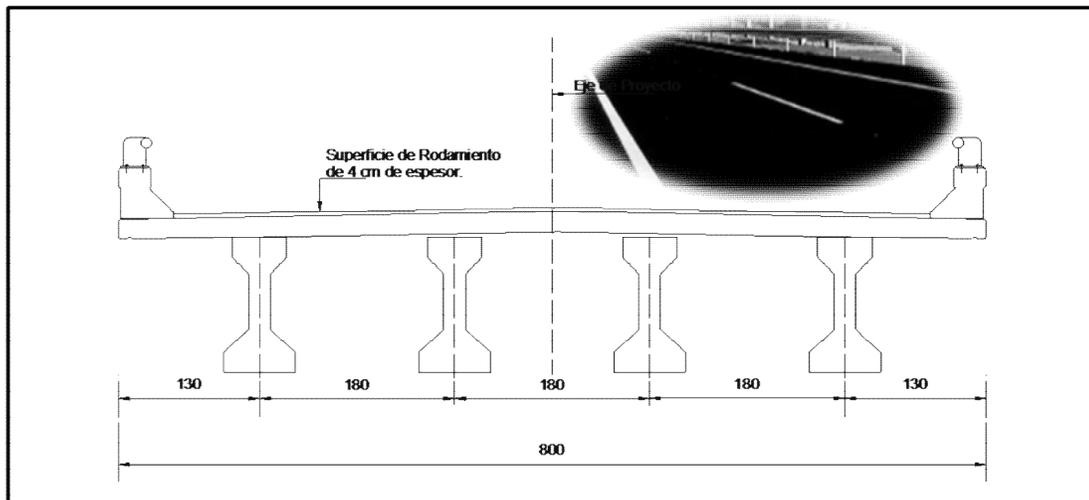


FIG. 18 VISTA DEL ESPESOR DE CARPETA EN LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO CON VALOR 4CM.

2.- Guarnición

Son elementos de concreto colados en las orillas de la calzada⁶ de la estructura cuya finalidad es de encauzar el tránsito vehicular y servir como base para un parapeto o defensa. Tendrán una altura mínima de 30 cm sobre la superficie de rodamiento con una base de 40 cm

⁶ Calzada.- Se conoce como ancho de calzada al espacio libre entre las guarniciones o banquetas en caso de existir estas y si no será a partir de las caras interiores del parapeto, medida normalmente al eje longitudinal de la estructura.



como mínimo, la caras de la guarnición de lado de la calzada estarán inclinada con talud 1:3 horizontal a vertical respectivamente. A continuación se muestra diferentes tipos de guarniciones (Fig. 19)

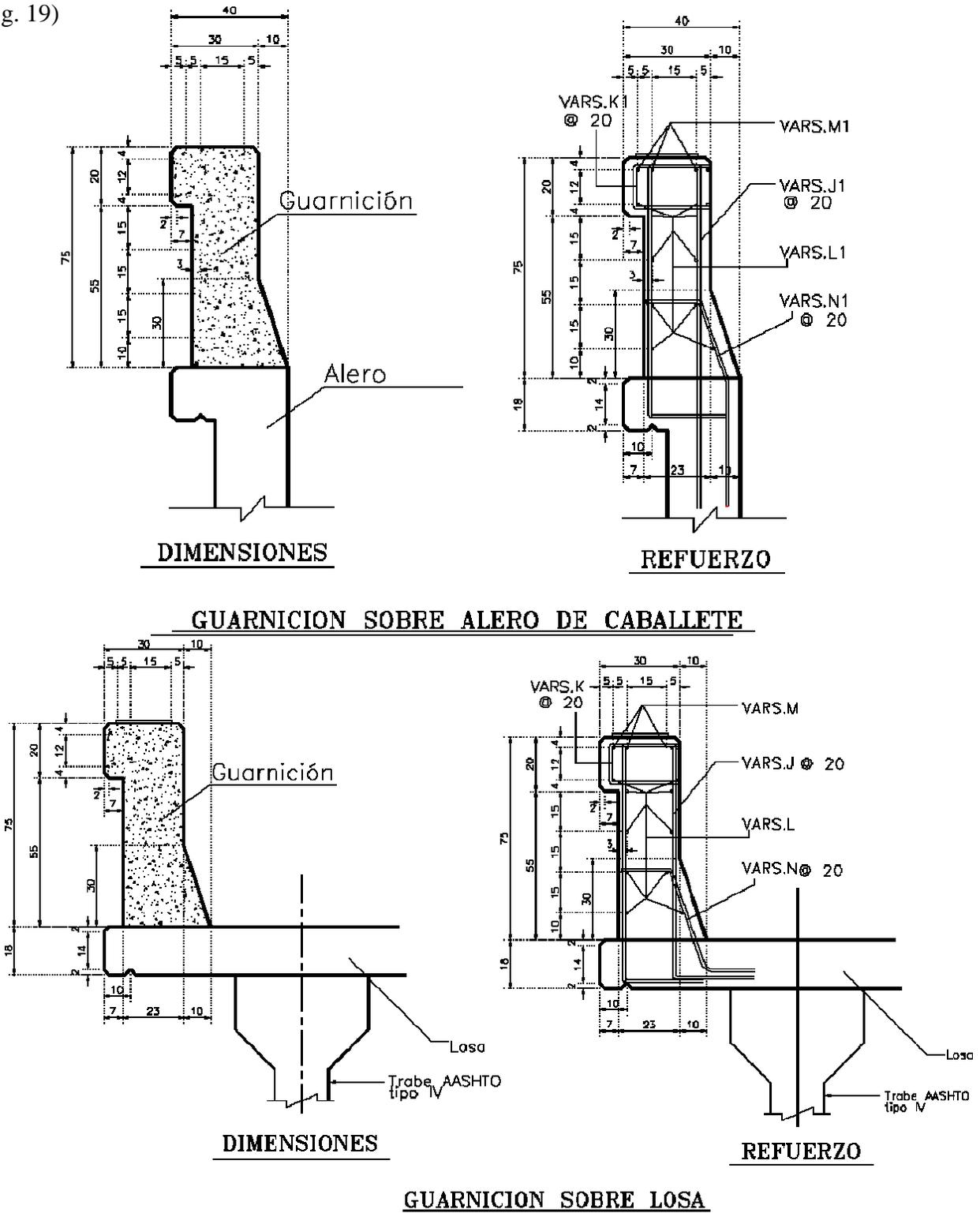


FIG. 19 ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE GUARNICIÓN DE CONCRETO CON ANCHO DE 40CM SOBRE ALEROS Y LOSA.

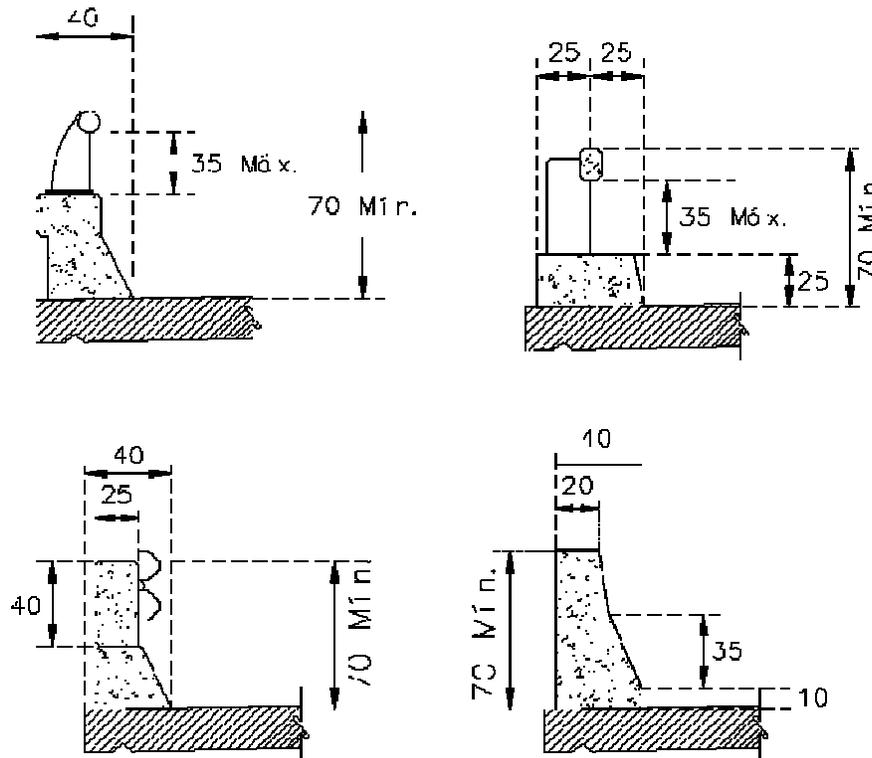


3.- Parapeto

Los parapetos son sistemas de postes verticales y elementos longitudinales colocados sobre la guarnición o banqueta a lo largo de sus extremos. Los elementos longitudinales pueden ser uno o varios y estar constituidos por vigas de concreto, tubos y perfiles metálicos, o defensas metálicas de lámina. Sin embargo las proporciones y el aspecto de los parapetos deben ser estéticos y armónicos con la vista general de la estructura.

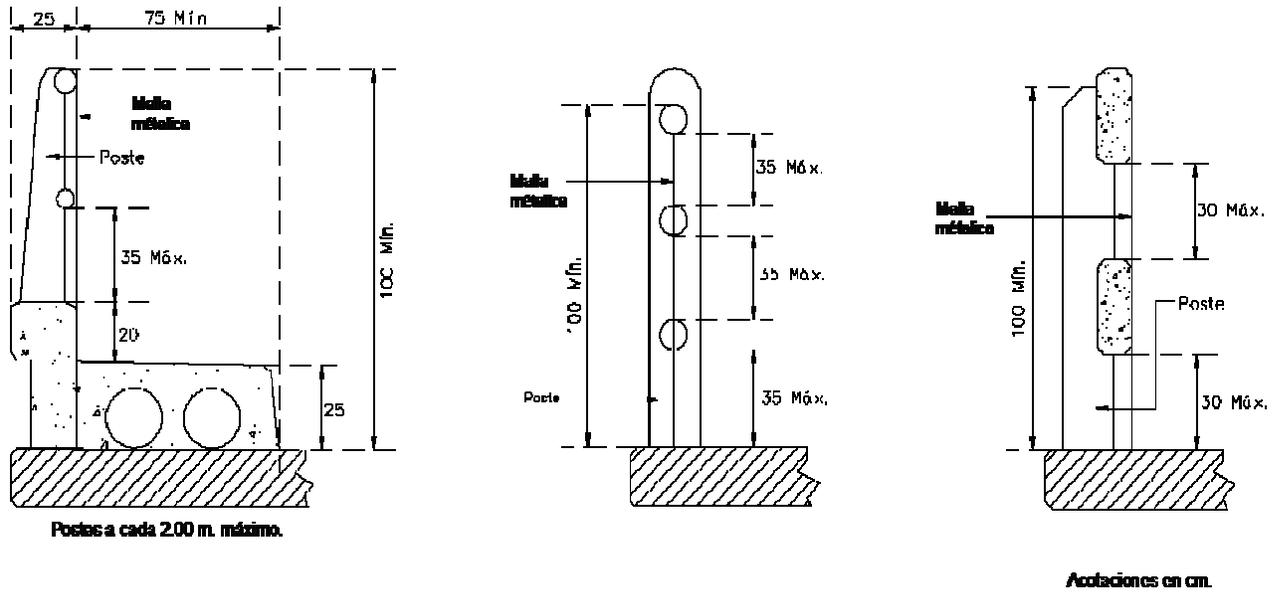
Dentro de los materiales a emplear en la construcción de los parapetos esta el concreto reforzado o presforzado, acero, madera o una combinación de ellos.

Los parapetos se dividen en tres grupos según los usos: vehículos automotores, peatones y bicicletas (Ver Fig. 19), su principal propósito para los vehículos automotores es encausar el tránsito que circula por la estructura y ser una protección para los conductores en caso de choque, para los peatones y ciclistas es el resguardo de los mismos y se diseñan de acuerdo a el tránsito esperado de los usuarios, tomando en cuenta seguridad y apariencia.

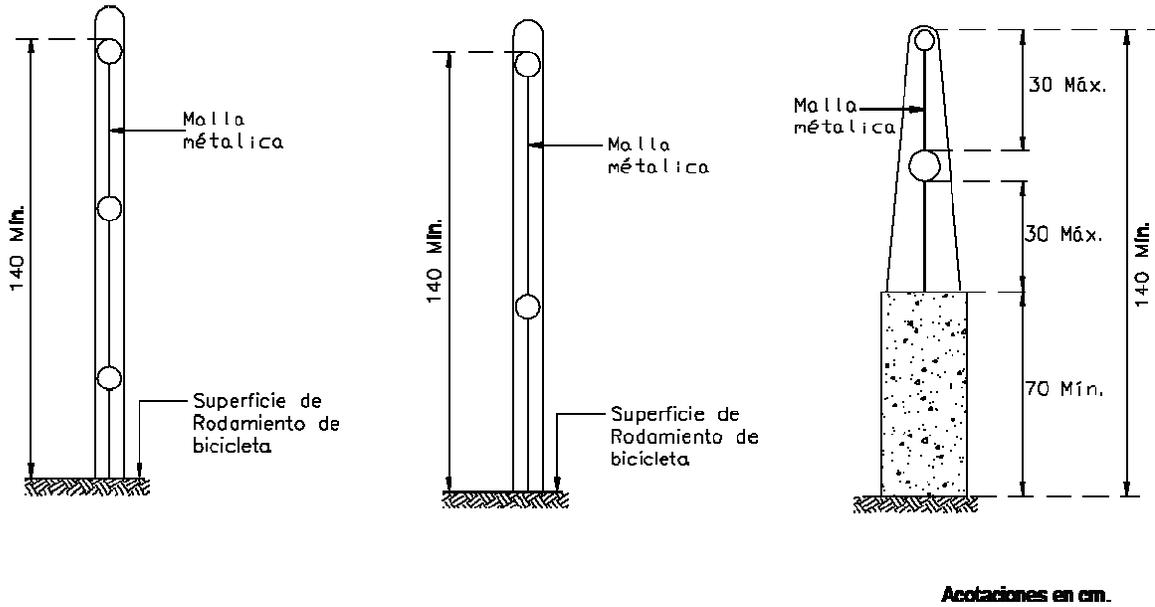


PARAPETO PARA VEHICULOS AUTOMOTORES

ACOTACION EN CM



PARAPETOS PEATONALES



PARAPETOS PARA BICICLETAS

FIG.20 PARAPETOS PARA VEHÍCULOS AUTOMOTORES, PEATONES Y BICICLETAS



4.- Losa.

Cuya función principal es distribuir la carga transversal en toda la longitud del puente en el sentido vertical y en el sentido horizontal evita el movimiento relativo entre las vigas y hacer las funciones de un diafragma rígido. Se coloca sobre los elementos presforzados para formar la sección compuesta, tiene un espesor de 15 a 20 cm dependiendo del elemento estructural sobre el cual descansa. La losa debe estar perfectamente ligada a las traveses, por lo que éstas estarán provistas de conectores y contarán con una superficie de contacto limpia, húmeda y rugosa. Los conectores podrán ser los mismos estribos de las traveses de manera que se doblen en obra para formar la sección compuesta.

Para el análisis y diseño de la losa se le considera como viga continua perpendicular a las traveses presforzadas donde hay momentos positivos y negativos. El acero longitudinal debe especificarse por temperatura.

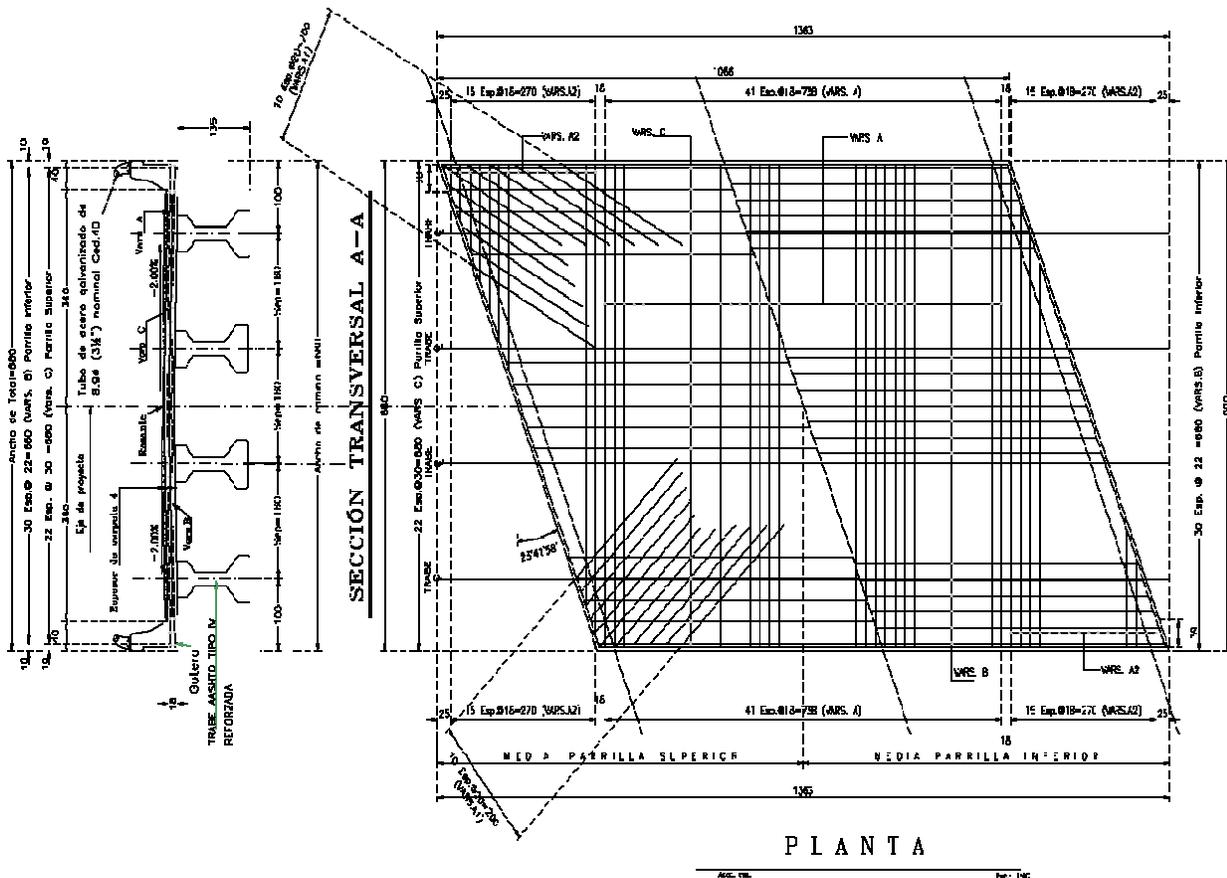


FIG. 2.1 REPRESENTACIÓN GRAFICA DE LA LOSA EN SECCIÓN TRANSVERSAL COMO EN PLANTA, MOSTRANDO EL ARMADO DE LA MISMA.



3.-Trabes.

Las trabes son los miembros principales del puente pueden ser reforzadas o presforzadas y se diseñan para resistir el trabajo a flexión. Las trabes presforzadas deberán contar con preparaciones adecuadas como ductos para el paso de varillas o torones para postensar, varillas ahogadas en la trabe que se desdoblán en obra, placas para soldar diafragmas metálicos, entre otros.

Dentro del grupo de las trabes encontramos varias formas de las que trataremos en este apartado solo serán las Trabes AASTHO Tipo I, II, III, IV, V y VI (Ver Fig. 21), y las Tipo Cajón. Para saber sus propiedades geométricas véase tablas 1 y 2 respectivamente.

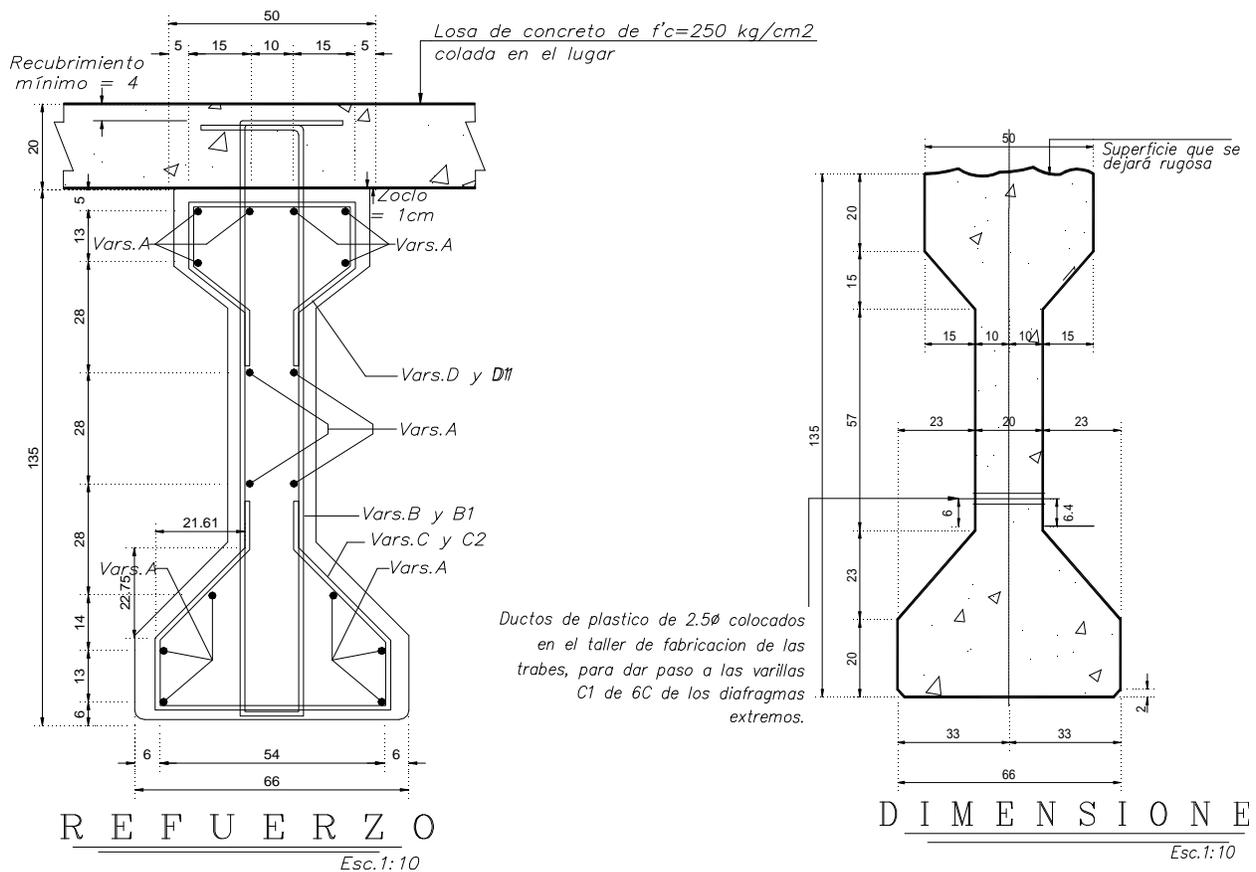
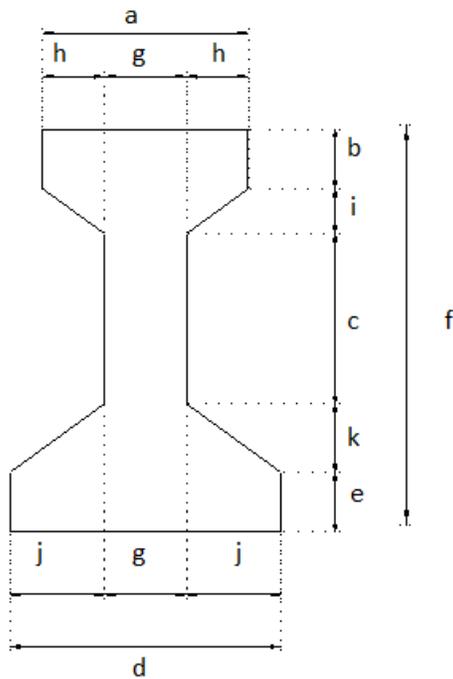


FIG. 22 VISTA DE UNA TRABE AASTHO TIPO IV, EN DONDE SE OBSERVA A LA IZQUIERDA EL ARMADO Y A LA DERECHA SUS DIMENSIONES.

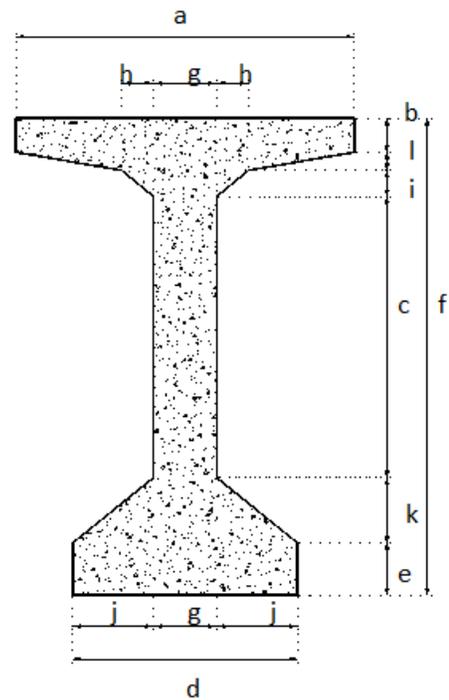


Tabla 1.- Elementos geométricos de las Traves AASHTO

ELEMENTOS DE LA TRABE	TIPO DE TRABE					
	I	II	III	IV	V	VI
Ancho del patín superior (a)	30	30	40	50	107	107
Espesor del patín superior (b)	13	15	18	20	13	13
Altura de el alma sin patines (c)	28	38	50	57	85	108
Ancho del patín inferior (d)	40	45	56	66	71	71
Espesor del patín inferior (e)	10	15	18	20	20	20
Altura de la trabe (f)	71	91	115	135	160	183
Espesor de el alma(g)	15	15	18	20	20	20
Ancho del escarpio superior (h)	7.5	7.5	11	15	10	10
Alto del escarpio superior (i)	8	8	9	15	10	10
Ancho del escarpio inferior (j)	12.5	15	19	23	25.5	25.5
Alto del escarpio inferior (k)	12	15	20	23	25	25
Alto del escarpio intermedio superior(l)	----	----	----	----	7	7
Para Claros de: metros	10 a 13	12 a 18	18 a 24	21 a 30	27 a 36	33 a 42
Área en cm ²	1.743	2.325	3.629	4.974	6.463	6.923



TRABE AASHTO TIPO
I, II, III, y IV



TRABE AASHTO TIPO
V y VI



4.-Diafragmas.-

Este elemento proporciona rigidez lateral a las traveses y a la superestructura en general, por lo que se colocan transversalmente a las traveses, son generalmente de concreto reforzado se ubican en los extremos del puente y en puntos intermedios del mismo.

Los diafragmas extremos unen a las vigas entre sí y junto con la losa proporcionan una gran rigidez al puente. Los diafragmas intermedios tienen como función primordial restringir el pandeo lateral de las vigas principales garantizando el trabajo en conjunto y un adecuado funcionamiento a flexión.

La cantidad y separación de diafragmas intermedios estará en función de la rigidez lateral y la longitud del claro del puente.

En general, claros mayores a 10 m con vigas I ó T deberán llevar al menos un diafragma intermedio, con espaciamiento alrededor de 5 m entre ellos. Debido a su gran rigidez lateral, las vigas prefabricadas tipo cajón con aletas pueden prescindir de diafragmas, al menos hasta claros de 30 m. (Ver Fig. 23)

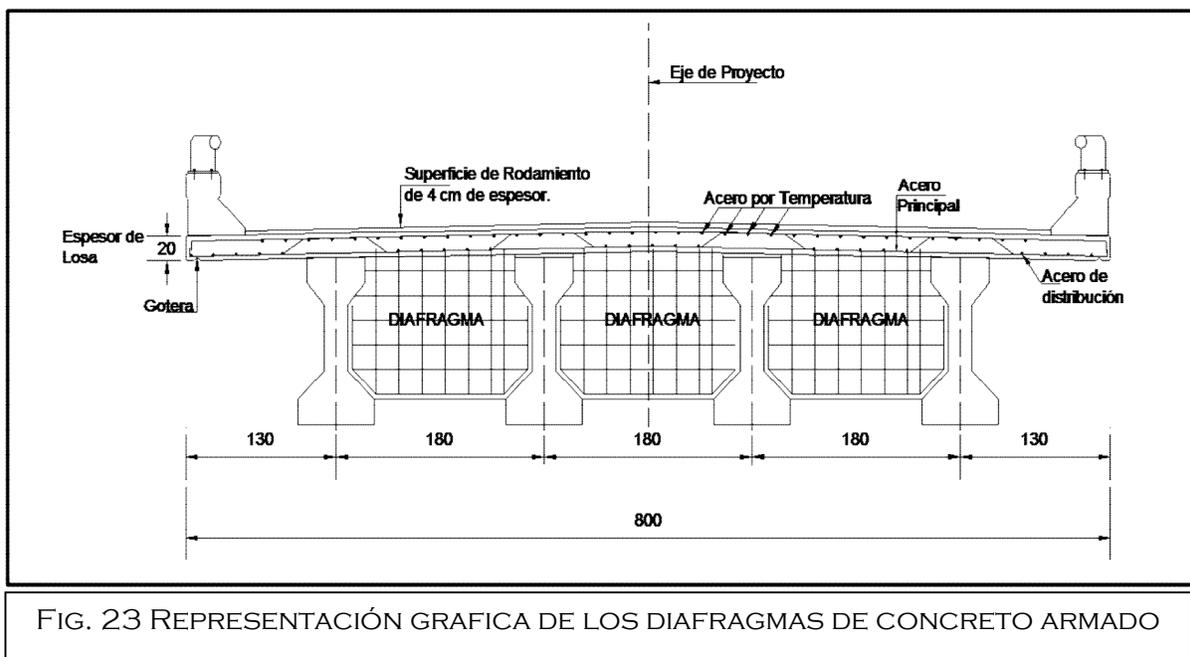


FIG. 23 REPRESENTACIÓN GRAFICA DE LOS DIAFRAGMAS DE CONCRETO ARMADO



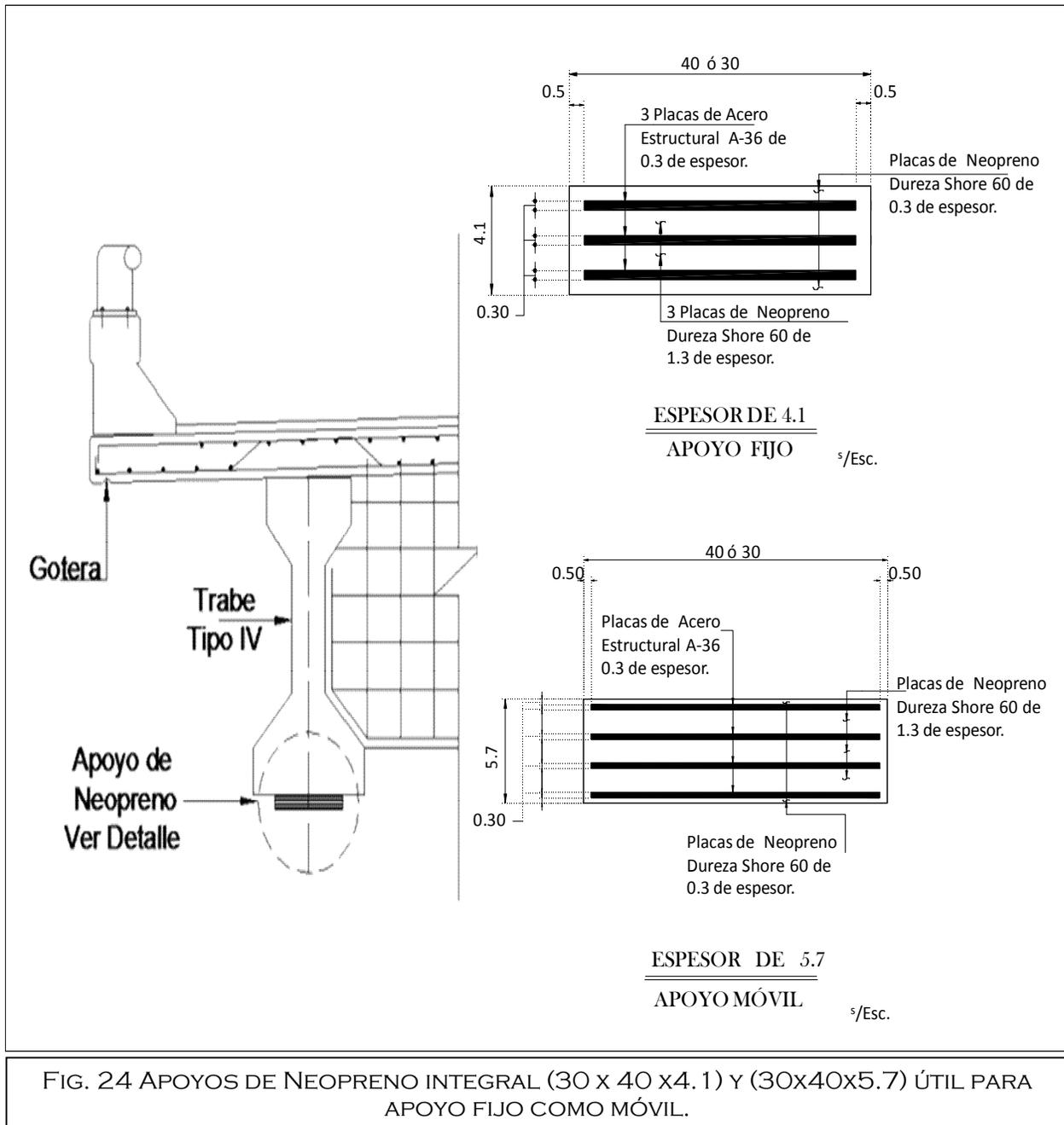
Los anteriores elementos necesitan en donde sustentarse y para ellos tenemos a los apoyos integrales de neopreno, cabezales, sistemas de pilas como son la tipo rectangulares huecas, las pilas macizas, la tipo columna y muro, a los sistemas de estribos tipo caballete y tipo muro. Estos componentes forman parte del siguiente grupo llamado **Subestructura** cuya función principal es de recibir y transmitir eficientemente las cargas que bajan de la superestructura a la cimentación.

Los Apoyos

La función de los apoyos además de transferir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, son las de disipar y aislar los desplazamientos de traslación y rotación debidos a expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión en miembros estructurales, cargas dinámicas y vibraciones, entre otros. Por su alta eficiencia para disipar los movimientos de traslación y rotación estos dispositivos están siendo adoptados como una solución de aislamiento sísmico.

El apoyo más usado es el neopreno con placa de acero, se fabrica con materiales sintéticos con características de resistencia y flexibilidad que le permiten combinar rigidez y amortiguamiento en el mismo elemento, las placas de acero disminuyen el efecto de pandeo en las caras laterales del elastómero, con lo cual es posible apoyar cargas estáticas de magnitud considerable con una deflexión mínima. Las ventajas del neopreno con respecto al hule natural son su mejor comportamiento a baja temperatura, mayor resistencia a la acción del ozono y menor deterioro bajo condiciones ambientales.

Los neoprenos se especifican por su dureza, propiedad fácil de medir y que puede correlacionarse nominalmente con el módulo de cortante y de compresión.





El cabezal

Es el elemento que recibe directamente las cargas de la superestructura las cuales llegan a él a través de las trabes. Las dimensiones del cabezal quedaran en proporción tal que permita el alojamiento de las vigas.

De acuerdo a su conexión con los pilastrones generalmente forma uno o varios marcos rígidos los cuales coadyuvan a la estabilidad de la estructura. (Ver Fig. 25)



FIG. 25 MUESTRA DE CABEZAL, EN LA PARTE SUPERIOR SE OBSERVAN LOS BANCOS DONDE DESCANSARAN LAS TRABES Y EN LA PARTE INFERIOR EL SISTEMA DE PILA QUE JUNTO CON EL CABEZAL FORMAN UN MARCO CON TRES CRUJÍAS.

Estribos

Los estribos se diseñan principalmente para resistir los empujes del terreno sobre los elementos como muros o columnas y deberán cumplir con los factores de seguridad al deslizamiento y al volteo.

Para el deslizamiento calculan las fuerzas verticales y se multiplica por el coeficiente de fricción entre el concreto y el tipo de terreno, la relación de este resultado entre las fuerzas laterales no debe sobrepasar los factores de seguridad al deslizamiento; para el volteo se calculan los momentos actuantes y los momentos resistentes y la relación de momentos actuantes entre



resistentes no deberán sobrepasar los factores de seguridad al volteo. La condición de empuje de tierras es en la que la mayoría de los casos rige pero también se deberán revisar los efectos de sismo y las descargas al terreno por carga muerta más carga viva.

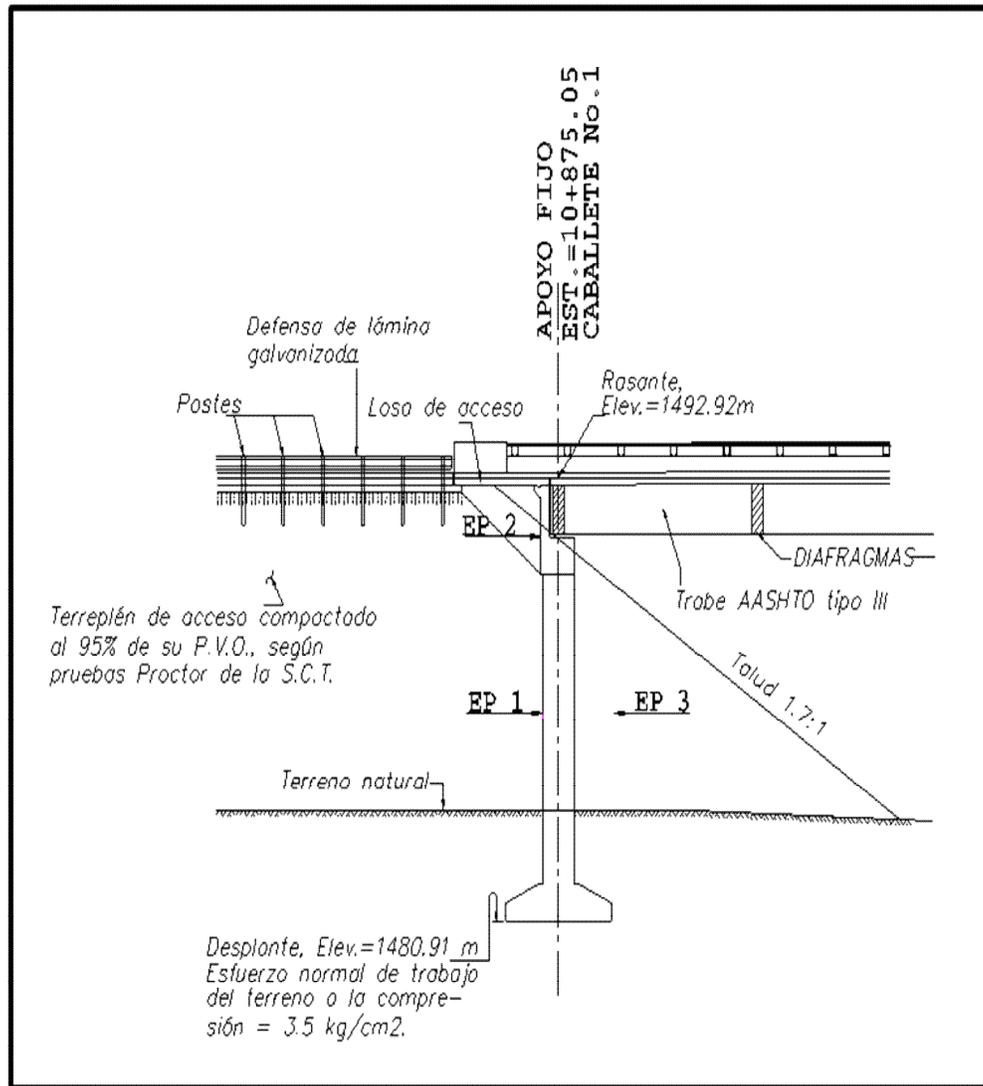


FIG. 26 SE MUESTRA EL ESTRIBO TIPO CABALLETE Y LOS POSIBLES EMPUJES DE TIERRA (EP) EN EL MISMO.



Pilas

Una pila es un sistema de pilastrones⁷ cuyo numero varia dependiendo de la capacidad admisible por pilastrón que define el estudio geotécnico . Se diseña principalmente para resistir la condición de cargas muertas más sismo que es la que rige en la mayoría de los casos. En las pilas tipo columna se revisan a flexocompresión y si es posible la revisión deberá hacerse biaxial, en pilas de gran altura se tomara en cuenta los efectos de esbeltez, otro factor es el cortante.

La pila se presenta cuando se tiene más de un claro y pueden ser de tipo rectangulares huecas, pilas macizas, columna y muro.



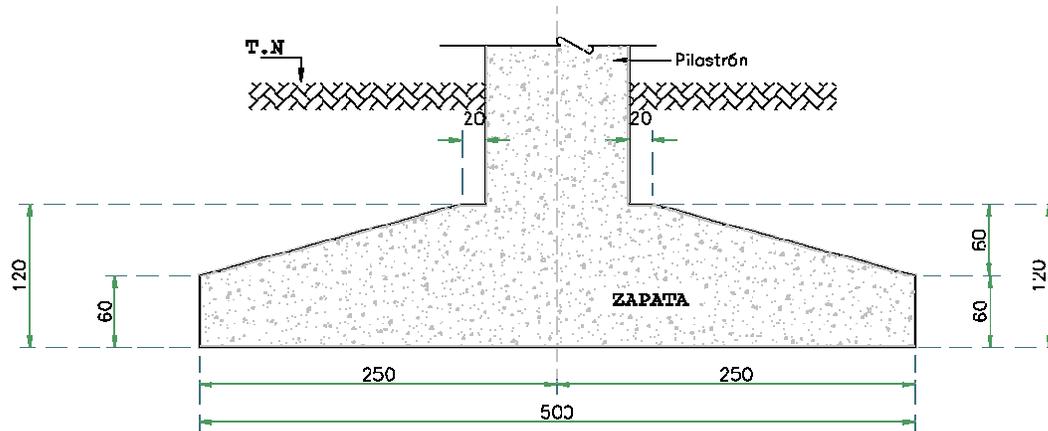
FIG. 27 SISTEMA DE PILA TIPO COLUMNA, EN DONDE SE MUESTRA EN SU PARTE SUPERIOR AL CABEZAL.

Con lo anterior se cierra el grupo de la subestructura dando así paso al siguiente grupo que es la **cimentación** la cual recibirá todas las cargas.

⁷ Pilastrón.- Es de forma circular cuyo diámetro es de 1.20 m se diseña para resistir principalmente las cargas axiales que descarga la superestructura a la subestructura. Son utilizados en sistemas de pilas o apoyos de caballetes como subestructura donde la parte inferior queda enterrada y la superior descubierta para recibir al cabezal.

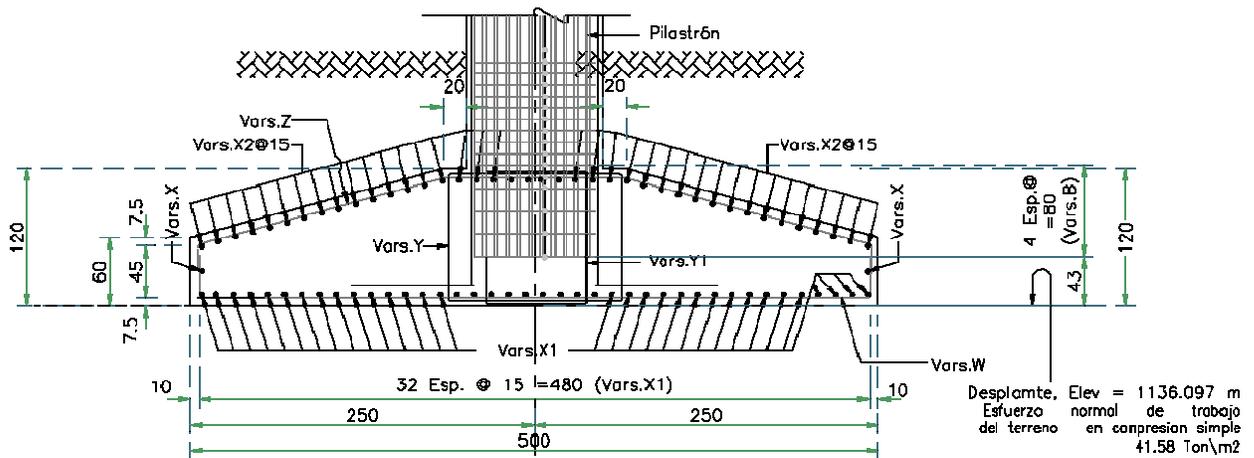


La cimentación puede ser de tipo superficial o profunda, y el ejemplo de las superficiales son las zapatas cuya limitante es el suelo el cual deberá ser suficientemente compacto y resistente o de rocas fuera de la socavación del río. Una vez cumplido lo anterior las zapatas se dimensionan para resistir las cargas mayores y reacciones inducidas, se diseñaran para resistir las cargas axiales, cortes y momentos maximizados. El tamaño (área de la base) de una zapata se determina en atreves del esfuerzo admisible del suelo. (Ver Fig. 28)



Dimensión de la Zapata

ESC 1:40



Refuerzo de la Zapata

ESC 1:40

FIG. 28 VISTA UNA ZAPATA REPRESENTANDO SUS DIMENSIONES Y EL REFUERZO DE LA MISMA



Para el caso de la cimentación profunda tenemos que el terreno no es capaz de soportar las cargas, y que el peligro de socavación es alto, lo que nos obliga a recurrir al uso de los pilotes. Los cuales se desplantan en estratos resistentes o firmes muy por debajo del terreno natural y de los cuales podemos encontrar diversos tipos:

- Pilotes rígidos de primer orden. Son aquellos cuya punta llega hasta el firme transmitiéndole la carga aplicada a la cabeza. La acción lateral del terreno elimina el riesgo de pandeo.
- Pilotes flotantes. Aquellos cuya punta no llega al firme, quedando hincado en el terreno suelto y resistiendo por adherencia, su valor resistente es función de la profundidad diámetro y naturaleza del terreno. Se sitúan en terrenos de resistencia media baja y transmiten su carga por fricción, a través del fuste.
- Pilotes semi- rígidos. Aquellos cuya punta no llegan al firme, pero este esta tan profundo, o es tan poco firme, que el pilote resiste simultáneamente por punta o por adherencia.

Según el sistema constructivo:

- Pilotes prefabricados hincados. Son aquellos que se van sumergiendo a través de golpes en la cabeza del pilote desplazando así el terreno.
- Pilotes perforados. Se realiza mediante la perforación del suelo y la extracción del material, rellenando con concreto armado.

Según la sección del pilote:

- Micropilotes. Diámetro menor de 200 mm, empleado en obras de re-cimentación.
- Pilotes convencionales. Diámetros de 300 a 600 mm.
- Pilotes de gran diámetro. Diámetro mayor de 800 mm.
- Pilotes Pantalla. De sección pseudo rectangular.
- Pilotes de sección en forma de cruz.

Ahora bien las partes de una cimentación por pilotes comprenden lo siguiente puntos:

- Soporte o pilar que es el elemento estructural que arranca de la zapata (en caso de existir esta).

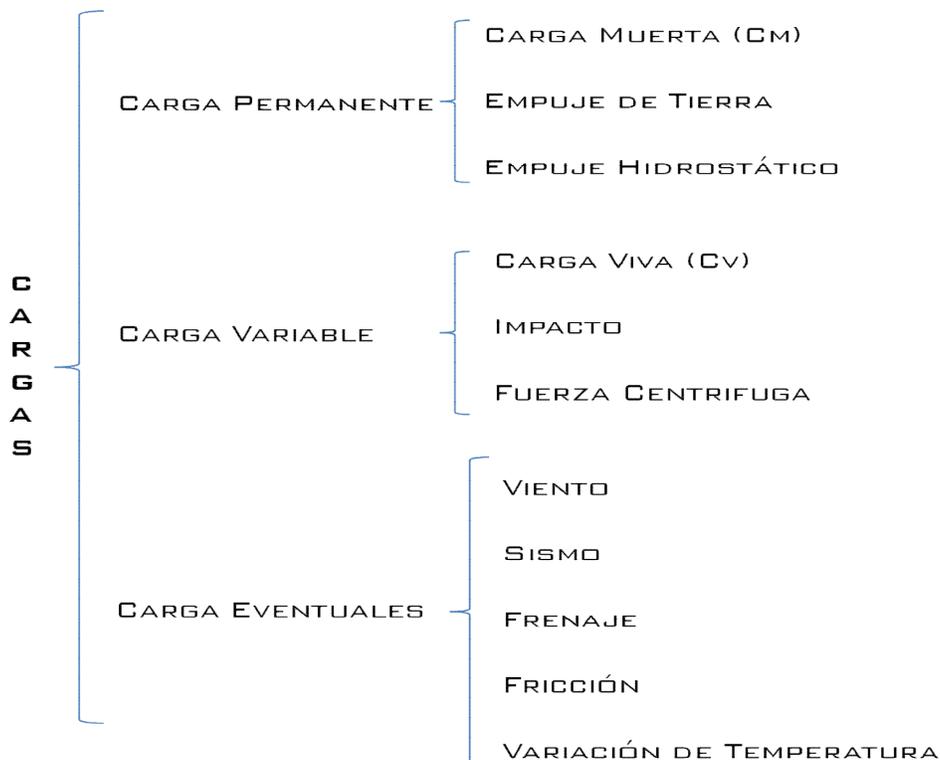


- Fuste del pilote, es el cuerpo vertical longitudinal del pilote. Las cargas son transmitidas al terreno a través de las paredes del fuste por efecto de fricción con el terreno colindante.
- Punta del pilote, es el extremo inferior del pilote cuya función es la de transmitir las cargas por apoyo en el terreno o estrato resistente.

Por último los pilotes pueden alcanzar profundidades superiores a los 40m, pudiendo gravitar sobre ellos una carga de 2,000 ton.

De acuerdo a lo anterior se observó que el común denominador en cada una de las etapas de nuestra estructura (Superestructura, Subestructura y la Cimentación), son las cargas las cuales nos permiten el análisis y diseño de nuestro Paso Inferior Vehicular. Por lo que el siguiente cuadro ilustra las diferentes cargas que actúan en la estructura.

CUADRO SINÓPTICO No. 1.- CARGAS





➤ **Cargas Permanentes.-**

Estas cargas son las que tienen una variación importante durante la vida de la estructura y son: Carga muerta, Empuje de tierras y Empuje hidrostáticos.

Carga muerta (CM).

Es aquella permanente que actúa sobre la estructura. Se debe incluir dentro de la carga muerta el peso propio de las trabes, la losa y la carpeta asfáltica esta última no debe considerarse su espesor menor de 10 cm ya que se prevé futuras repavimentaciones donde no exista sustitución del material y cuyo peso volumétrico del asfalto no se tomara menor a 2 t/m^3 .

Por la poca carga que representa para el puente es común despreciar el peso de los diafragmas, las cargas de las banquetas, guarniciones y parapetos pueden considerarse como repartidas en todas las trabes.

Para el cálculo de la carga muerta de materiales de uso común, pueden tomarse los pesos volumétricos de la tabla No. 2

Tabla No. 2 Peso volumétrico de los materiales de uso común

Material	Peso Volumétrico (kg/m^3)	Material	Peso Volumétrico (kg/m^3)
Acero o fundición de acero	7850	Tierra, arena o grava sueltos	1600
Hierro colado	7210	Macadam o grava compactada con rodillos	2240
Aleaciones de aluminio	2800	Relleno de escorias	960
Madera tratada o sin tratar	800	Tepetate	1800
Concreto asfáltico	2200	Pavimento (que no sea de madera)	2400
Concreto hidráulico simple	2300	Mampostería de piedra	2720
Concreto hidráulico reforzado	2400	Vía de Ferrocarril (rieles, guarda riel y accesorios)	300 kg/m
Tierra, arena, grava o basalto compactado	1900		



Empujes de tierras.

Los elementos estructurales que retienen rellenos, se calculan para resistir los empujes de tierra, mediante el procedimiento de Rankine o cualquier otro debidamente documentado, que tome en cuenta principios de mecánica de suelos, de interacción suelo – estructura y de flexibilidad de la cimentación.

En la determinación del empuje se considera lo siguiente:

Cuando la carga viva vehicular puede acercarse a una distancia de la parte superior de la estructura, igual o menor a la mitad de la altura, se incrementa el empuje de tierras suponiendo que la altura se aumenta en sesenta centímetros por efecto de la carga viva. Si se colocan losas de aproximación o acceso adecuadamente reforzadas y apoyadas en uno de sus extremos de la estructura no se considera el efecto de sobrecarga por carga viva.

Empujes hidrostáticos.

En el diseño de los elementos estructurales que retienen rellenos, se considera la acción del empuje hidrostático suponiendo saturado el relleno. Más sin embargo esta acción podría despreciarse si se prevé la inclusión de los elementos para el drenaje total del relleno en el respaldo de la estructura, mediante drenes de tubo perforados o drenes ciegos.

► ***Carga Variable.-***

Es aquella que tiene una variación importante durante la vida de la estructura con una alta frecuencia de ocurrencia tales como: Carga viva, impacto y fuerza centrífuga.

Carga Viva (CV).



Existen dos tipos de carga viva, las debidas al paso de peatones y las ocasionadas por el paso de vehículos.

Carga viva peatonal esta carga podrá calcularse de la siguiente manera:

- Claros menores de 7.5 m ----- 415kg/m²
- Claros de 7.5 m hasta 30 m ----- 300kg/m²

Para claros mayores de 30 m se utilizan la siguiente expresión:

$$CV = \left(1435 + \frac{43800}{L} \right) \left(\frac{16.7 - W}{149.1} \right) \dots \dots (1)$$

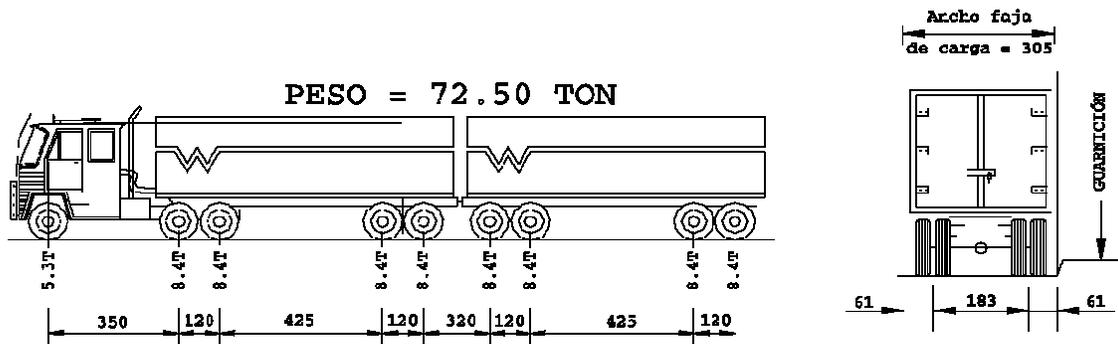
Donde:

CV= Carga viva peatonal, en kg/m² que no será mayor a 300 kg/m².

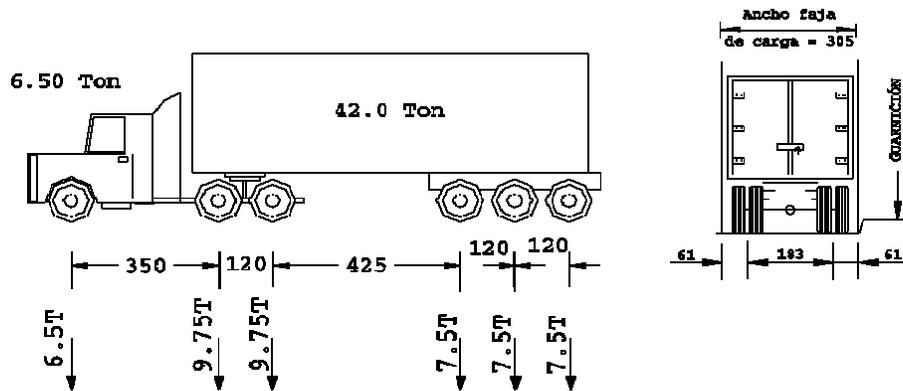
L = Longitud de la banqueta, en mts.

W = Ancho de la banqueta, en mts,

Carga viva vehicular. Para el caso de carreteras, la SCT en la Ley General de Vías de Comunicación contiene tres sistemas de cargas para considerarse en el proyecto estructural de puentes, la carga viva máxima entre la T3-S2-R4 Tipo 1 (72.5 ton.), o la T3-S3 (48.5 ton) para un carril, y la carga HS-20 (32.68 ton) en los demás carriles, cuyas distancias se muestran en la Fig. 29.

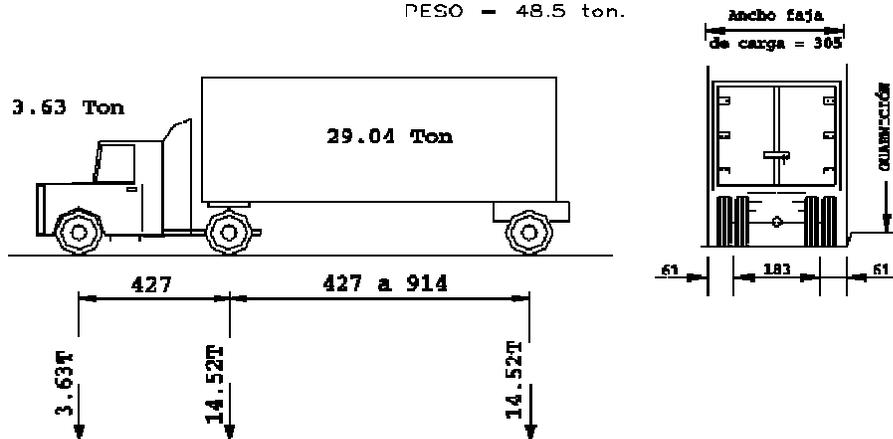


CAMION T3-S2-R4 (TIPO I)



CAMION T3-S3 TIPO I

PESO = 48.5 ton.



CAMION HS-20

PESO=32.67 ton.

FIG. 29 CARGAS VIVA POR EJE Y SEPARACIÓN ENTRE EJES



Además de conocer las cargas de diseño y las características de cada camión, es importante conocer las características del carril de diseño, ya que de él dependerá el número de camiones que circularan por la estructura.

Impacto

El Impacto es un incremento en porcentaje que se aplica a las cargas vivas vehiculares sobre la calzada para tomar en cuenta los efectos de la vibración de la estructura que es causada por su respuesta dinámica como conjunto, a la excitación producida por las ruedas, la suspensión de los vehículos y el golpeteo de las primeras al pasar sobre irregularidades en la superficie de rodamiento tales como juntas de dilatación, grietas pequeñas, baches o despostillamientos.

Pueden existir efectos resonantes cuando el periodo del sistema vehicular es similar a la frecuencia propia del puente.

El incremento por impacto no se aplica a las cargas sobre la banqueta.

Los elementos estructurales en los que se considera el efecto de impacto, son:

- Superestructuras incluyendo columnas o muros de marco rígidos
- Pilas con o sin dispositivos de apoyo (independientemente del tipo de apoyos), excluyendo las zapatas u otros tipos de cimentación y las porciones de las pilas por debajo del nivel de terreno.
- Las porciones de los pilotes de acero o de concreto que sobresalgan del nivel del terreno y que soporten directamente la superestructura.
- En los estribos, muros de retención, pilotes que no sean de acero o concreto y estructuras de madera, no se considera el efecto del impacto.

Las fuerzas provocadas por carga viva se deben incrementar para tener en cuenta la vibración y la aplicación súbita de cargas. Este incremento se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$I = \frac{15.24}{S + 38.10} \dots \dots (2)$$

Donde:

I = Coeficiente de impacto en porcentaje.

S = Longitud del claro en metros, de la parte del claro que debe cargarse para producir el máximo esfuerzo en el miembro.



Fuerza centrífuga

La fuerza centrífuga es una fuerza horizontal radial que actúa sobre los vehículos en estructuras alojadas en curvas horizontales. Para calcular esta fuerza se multiplica las cargas vivas vehiculares aplicadas para la determinación del momento máximo, por el siguiente factor.

$$FC = 0.0079 \frac{s^2}{R} \dots \dots \dots (3)$$

Donde:

FC = Factor de fuerza centrífuga

s = Velocidad máxima de proyecto para el grado de la curva en que se aloja el puente y para la sobreelevación transversal prevista, en km/h.

R = Radio de la curva, en metros.

En la determinación de la fuerza centrífuga no se toma en cuenta el efecto del impacto.

La fuerza centrífuga se considera aplicada a uno coma ocho (1,8) metros sobre la rasante.

► Cargas eventuales.-

Las cargas eventuales son las producidas por acciones que ocurren ocasionalmente durante la vida de la estructura, exceptuando las debidas al peso del granito o de la nieve, ya que estas se presentan con una educción en los efectos de carga viva y de impacto. En la determinación de las cargas eventuales se toman en cuenta lo siguiente:

Viento

La estructura de un Puente o estructuras similares (P.I.V o P.S.V) se deberán analizar bajo presiones de viento actuando desde dos o más direcciones diferentes para obtener las máximas presiones a barlovento, sotavento y lateralmente.

Se asumirá que la presión horizontal del viento es generada por una velocidad básica de 160 km/h además de que esta carga será considerada uniformemente distribuida sobre el



área expuesta al viento. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de piso y las barandas visto en perpendicular a la dirección del viento supuesta.

Las cargas eventuales debidas a la acción del viento pueden ser:

Empuje estático:

Causado por presiones y succiones del flujo del viento cuya variación con el tiempo es despreciable.

Empuje Dinámico:

Son fuerzas paralelas al flujo principalmente causados por la turbulencia del viento y cuya fluctuación (agitación) en función del tiempo influye de manera significativa en la respuesta estructural.

Vibraciones Transversales al flujo:

Causadas por turbulencias alternantes generados por la presencia de cuerpos cilíndricos o prismáticos dentro del flujo del viento.

Inestabilidad Aeroelástica:

Es la implicación dinámica de la respuesta estructural causada por los efectos combinados de la forma geométrica de la estructura y de los distintos ángulos de incidencia del viento.

Como se ha visto el viento es un fenómeno muy recurrente en el día a día por lo cual se cuenta con una clasificación según la importancia de la estructura e base a un



grado de seguridad aconsejable y a la respuesta a la acción del viento de acuerdo con su sensibilidad a los efectos dinámicos del mismo. Ver tabla 3

Tabla No. 3 Clasificación del viento según su importancia y su respuesta a la acción.

CLASIFICACIÓN	TIPO	TIPO DE OBRA	CARACTERÍSTICA GENERALES
Según su Importancias	A	Puentes o Estructuras similares	Se ubican en carreteras de cuatro o más carriles ET4, A4 Y B4
	B	Puentes o Estructuras similares	Ubicadas en carreteras de dos carriles: ET2,A2,B2,C Y D
	C	Estructuras secundarias de corta duración	Se ubican en las señales, postes de alumbrado, soportes de instalaciones y anuncios públicos, Estructuras Tipo A y B como parapetos
Según su respuesta a la acción del viento.	1v	Puentes rígidos con superestructura formada por armaduras simples o continuas como son los arcos, losas planas o losas sobre trabes.	La relación de aspecto claro máx . horizontal / dimensión perpendicular menor a dicho claro (peralte o ancho total)es ≤ 30
	2v	Estructura con periodos largos de vibración. Y puentes flexibles.	Son sencibles a los efectos ráfaga que favorece la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del viento.
	3v	Estructuras del tipo 2v y que además su oscilación sea transversal al flujo del viento. Incluye Ptes. De gran claro o gran altura con elementos esbeltos de supesestructura o subestructura .	Las oscilaciones transversales son causadas por vórtices con ejes paralelos al eje longitudinal de la estructura
	4v	Puentes flexibles soportados por cables (colgantes o atirantados).	Estructuras susceptibles de presentare problemas de inestabilidad aeroelástica.



Sismo.-

Para determinar las cargas debidas a la acción del sismo se recurre a los siguientes criterios generales. Para comenzar diremos que se tiene una clasificación de las estructuras semejante a la del viento, pues se ordenan de la manera siguiente según su importancia atendiendo al grado de seguridad aconsejable y según su comportamiento sísmico de acuerdo a su respuesta con la acción del sismo. Ver tabla No. 4

Las estructuras se diseñan para soportar las cargas eventuales debidas a la acción de los sismos, depende del riesgo que estos ocurran y se infiere a partir de la regionalización sísmica del territorio nacional y de las características del suelo donde se construirán considerando el comportamiento dinámico de los suelos típicos.



Tabla No. 4 Características generales y clasificación del sismo de las estructuras según su importancia y comportamiento.

CLASIFICACIÓN	TIPO	TIPO DE OBRA	CARACTERÍSTICA GENERALES
Según su Importancias	A	Puentes o Estructuras similares	Se ubican en carreteras de cuatro o más carriles ET4, A4 Y B4
	B	Puentes o Estructuras similares	Ubicadas en carreteras de dos carriles: ET2,A2,B2,C Y D
	C	Estructuras secundarias de corta duración	Se ubican en las señales, postes de alumbrado, soportes de instalaciones y anuncios públicos, Estructuras Tipo A y B como parapetos. En general las estructuras Tipo C no son sujetas al diseño sísmico, salvo que su falla pueda ocasionar danos en las estructuras Tipo A o B, se diseñaran como Tipo B.
Según su comportamiento Sísmico	1s	Estructuras regulares, losa. Losa sobre traves, vigas de cajón de acero, concreto o mixtas.	La superestructura debera estar formada por tramos libremente apoyados o continuos de armaduras. Requisito indispensable: menos de 6 claros si son continuos, eje longitudinal recto o en curvaturas reducidas, esviajes menores a 15° sin cambios bruscos en la rigidez, con claro máximo menor o iguala 40 m. y ancho de calzada hasta de 30m.
	2s	Estructura que no cumplen con los requisitos de las estructuras Tipo 1s pero con superestructura del Tipo B.	Los claros de estas estgructuras serán hasta de ciento cincuenta metros.
	3s	Estructuras de grandes dimensiones o poco usuales.	Los claros serán mayores de ciento cincuenta metros o sistemas estructurales poco comunes.
	4v	Estructuras de grandes dimensiones o poco usuales.	Su periodo de vibración (T) es mayor a 3 segundos, o son estructuras ubicadas en sitio de alto riesgo sísmico por su proximidad a la falla activa o por sus características geológicas poco comunes.



REGIONALIZACIÓN SÍSMICA



TIPO DE SUELOS

Para tomar en cuenta la amplificación dinámica de la respuesta sísmica por efectos del suelo en el que se desplante la estructura, se consideran los suelos típicos que se indican a continuación:

*Nota.- A falta de datos de proyecto se realiza considerando un suelo tipo III.

Suelo Tipo I

Suelos cuyo estrato superior está constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, en un espesor no menor de 60m.

Suelos Tipo II

Suelos cuyo estrato superior está formado por arcillas semirígidas, con o sin lentes de arena, o por otros suelos friccionantes, en un espesor igual o mayor 9m., sobreyaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor no menor de 60m.

Suelo Tipo III

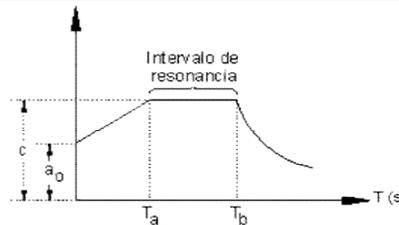
Suelos cuyo estrato superior está formado por limos a arcillas blandas, en un espesor igual o mayor de 12m., sobreyaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor no menor 60m.

Espectros sísmicos

En cualquiera de los métodos para determinar la cargas debidas a la acción del sismo, excepto el experimental, es necesario utilizar el espectro sísmico correspondiente a la zona y al tipo de suelo en que se desplantará la estructura.

A continuación se presenta el espectro sísmico característico

donde se muestra el intervalo de resonancia del espectro, para estructuras tipo B las diferentes zonas sísmicas de la República Mexicana y los diferentes tipos de suelo se proporcionan en la tabla siguiente. Para estructuras tipo A, los valores a_0 y de c , multiplican por un factor de importancia de 1.5.



Donde:

- a_0 = ordenada al origen
- c = ordenada Máxima
- T = Periodos de vibración
- T_a = Periodos de vibración inferior
- T_b = Periodos de vibración superior

Valores característicos del espectro sísmico para estructuras Tipo B

Zona Sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.09	0.36	0.2	0.6	1/2
	II	0.13	0.50	0.3	1.4	2/3
	III	0.16	0.64	0.6	1.9	1
D	I	0.13	0.50	0.2	0.6	1/2
	II	0.17	0.68	0.3	1.2	2/3
	III	0.21	0.86	0.6	1.7	1
E	I	0.04	0.16	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.32	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.40	0.6	3.9	1



Ahora bien para determinación de las cargas por sismo se utilizan los siguientes métodos:

- Método Simplificado
- Método Cuasidinámico
- Método Dinámico
- Métodos Experimentales

Método Simplificado.-

Se utiliza para estructuras Tipo 1s. El análisis se realiza en dos direcciones ortogonales horizontales, considerando para cada una de ellas el efecto de una Fuerza Horizontal Equivalente (S) independiente, aplicada en el centro de gravedad de la estructura y sus efectos totales se combinan de la siguiente manera:

$$S_t = S_x + 0.3 S_y (4)$$

$$S_t = S_y + 0.3 S_x (5)$$

Donde:

S_t = Efecto Sísmico de diseño

S_x =Efecto sísmico considerando que el sismo actúa únicamente en la dirección x .

S_y =Efecto sísmico considerando que el sismo actúa únicamente en la dirección y , ortogonal a x

Normalmente los ejes x y y corresponden al eje longitudinal de la estructura y al transversal, respectivamente. En la determinación de la fuerza equivalente en cada dirección se toma se toman los valores del periodo (T) y del factor de comportamiento (Q) correspondiente. De estas combinaciones se selecciona para el diseño la más desfavorable.

La fuerza horizontal se determina mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{c}{Q} W (6)$$



Donde:

S = Fuerza horizontal equivalente, (KN)

c = Ordenada máxima del espectro sísmico correspondiente a la zona sísmica donde se encuentre y al tipo de suelo donde se desplantará.

Q = Factor de comportamiento sísmico.

W = Peso de la estructura (KN)

Nota:

La siguiente relación se debe de cumplir $\frac{c}{Q} > a_0$ a_0 = Ordenada al origen del espectro sísmico.

A continuación se dan los valores para obtener el Factor de comportamiento Sísmico (Q) el cual toma en cuenta la ductilidad de la estructura. (Ver Tabla 5)

Tabla 5.- Factor de Comportamiento sísmico

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	Q
<ul style="list-style-type: none">♣ La superestructura forma un Marco dúctil* con los elementos de la subestructura, ya sea de concreto presfzado, reforzado o acero estructural.♣ Para el cálculo de las fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, cuando la primera se apoya en los dispositivos de neopreno.♣ Para el cálculo de las fuerzas generadas por la subestructura en elementos formados por marcos dúctiles.	4
<ul style="list-style-type: none">♣ La fuerza sísmica es resistida por una sola columna opila continua con el tablero de la superestructura.♣ Para el cálculo de las fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, si los dispositivos de apoyo ya no existen o son de otro tipo diferente al neopreno.♣ Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura en elementos tipo muro o en columnas aisladas de concreto reforzado.	2
<ul style="list-style-type: none">♣ Para el cálculo de las fuerzas generadas por la subestructura en elementos de mampostería.	1



Método Cuasidinámico.-

Este Método es aplicable a estructuras que, según su comportamiento sísmico, son de Tipo 1s o 2s. Al igual que el Método simplificado, el análisis se realiza en dos direcciones ortogonales horizontales, considerando para cada una de ellas una fuerza horizontal equivalente (S') independiente, aplicada en el centro de gravedad. Dicha fuerza se determina en función del periodo de vibración (T) de la estructura que es el periodo natural correspondiente al primer modo de vibración en la dirección horizontal que se analice, puede determinarse por cualquier método de análisis reconocido. Sin embargo para el Tipo 1s y 2s se calcula con la siguiente fórmula:

$$T = 0.2 \sqrt{\frac{W}{K}} \dots \dots \dots (7)$$

Donde:

T = Periodo de vibración de la estructura, (s)

W = Peso de la estructura, (k N)

K = Rigidez de la estructura, (k N/cm), que vale:

$$K = \frac{F}{\Delta} \dots \dots \dots (8)$$

Donde:

F=Fuerza estática horizontal de valor arbitrario, aplicada en el centro de gravedad de la estructura y en la dirección del análisis, (k N)

Δ = Desplazamiento de la estructura en la dirección de análisis ocasionada por la fuerza F, que se determina tomando en cuenta lo siguiente:

Los factores de reducción Q ó Q', aplicables a la determinación de fuerzas estáticas equivalentes a partir de las cuales se obtienen los elementos mecánicos, pero para la determinación de desplazamiento sísmicos el valor de ambos factores se considera igual a 1; debiendo proporcionarse a ala estructura la capacidad de tomar el



desplazamiento así calculado, en caso contrario el análisis debe incluir los efectos correspondiente. (Ver tabla 4.- Factor de comportamiento Sísmico)

Para el calculo de la fuerza equivalente (S') se utiliza la siguiente expresión:

$$S' = \frac{a}{Q'} W \quad (9)$$

Donde:

S' = Fuerza horizontal equivalente,(kN)

a = Ordenada en el espectro sísmico correspondiente a la zona sísmica donde se ubique la estructura y al tipo de suelo en donde se desplanta para periodos de vibración T de la estrura (Ver Regionalización Sísmica)

W = Peso de la estructura en, (kN)

Q' = Factor de comportamiento sísmico modificado, (adimensional), que vale:

Si $T \leq T_a$

$$Q' = 1 + \frac{Q - 1}{T_a} T \quad (10)$$

Si $T > T_a$

$$Q' = Q \quad (11)$$

Donde:

Ta = Periodo de vibración inferior del intervalo de resonancia del espectro sísmico correspondiente a la zona sísmica donde se ubique la estructura y al tipo de suelo en que se desplantará (Ver Regionalización Sísmica)

Q = Factor de comportamiento sísmico, (Adimensional). La fracción a/Q' no debe ser menor que la ordenada al origen del espectro sísmico correspondiente (a₀).



Método Dinámico.-

Este método es aplicable a estructuras que según sísmico son de tipo 3s y, en forma optativa, a estructuras de los Tipos 1s y 2s. Según la precisión deseada, el análisis puede realizarse por separado en dos direcciones horizontales ortogonales y combinar sus efectos utilizando las ec. (3) y (4) del Método simplificado, o mediante un análisis tradicional aplicando un programa. En cualquier caso los esfuerzos sísmicos resultantes no deben ser menores que el 80% de los obtenidos por el Método Cuasidinámico.

El análisis puede ser Modal Espectral o Paso a Paso, tomando en cuenta lo siguiente:

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Las leyes y frecuencias de los modos naturales de vibración de la estructura se obtiene por métodos reconocidos de dinámica estructural tomando las previsiones necesarias para incluir los efectos de interacción suelo-estructura.

La participación de cada modo de vibración de la estructura en las fuerzas que actúan sobre ella, se definen con base en el espectro sísmico para la zona sísmica donde se ubique la estructura y para el tipo de suelo en que se desplace de acuerdo a la Regionalización sísmica y al factor sísmico.

La respuesta total (R) de la estructura a la acción sísmica se obtiene combinando la respuesta (R_i) a los diferentes modos de vibración que se consideren conforme a la siguiente expresión:

$$R = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_i^2} \quad \dots \quad (12)$$



Donde:

R = Respuesta total de la estructura.

n = Número total de modos de vibración que se consideran en la respuesta total de la estructura.

R_1 = Cualquier respuesta a los modos de vibración de la estructura que se consideren.

La respuesta puede ser una fuerza, cortante, momento flexionante o desplazamiento entre otras.

ANÁLISIS PASO A PASO

Para el análisis paso a paso de debe definir los acelerogramas del sismo de diseño, pudiendo emplearse los de sismos reales, sismos simulados o combinaciones de éstos siempre y cuando se utilicen movimientos representativos cuyas características de intensidad, duración y contenido de frecuencia sean compatibles con el riesgo sísmico del sitio en que se ubica la estructura. Debe además de definirse la ley constitutiva esfuerzo-deformación para obtener la respuesta no lineal que mejor se ajuste a las características de la estructura.

Métodos Experimentales .-

Estos Métodos son aplicables a estructuras que, según su comportamiento sísmico son de Tipo 4s, y consisten en la ejecución de estudios experimentales en prototipos y modelos físicos, mediante técnicas reconocidas, que permiten estimar la sismicidad del sitio, la respuesta del suelo y la respuesta de la estructura, siendo necesaria la aplicación de métodos dinámicos.



Frenaje.-

El efecto de frenaje de los vehículos, se considera como una fuerza horizontal en el sentido longitudinal, de la estructura aplicada a 1.8 m sobre la rasante y con un valor equivalente al 5 % de la carga viva vehicular actuante en todos los carriles con el tránsito en la misma dirección, sin incluir los efectos de impacto y de fuerza centrífuga, pero aplicando los factores de reducción según el número de carriles. (Ver tabla 6)

Tabla 6 Factor de Reducción de Carriles Múltiples

Número de carriles Cargados	Factor de reducción por Presencia múltiple
1	1.00
2	0.90
3	0.80
4	0.70
5	0.60
6 ó más	0.55

Fricción.-

El efecto de fricción que se genera en los dispositivos de apoyo al dilatarse o contraerse la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se consideran como una fuerza horizontal en el sentido longitudinal de la estructura aplicada en esos dispositivos.

En el caso de apoyos elastoméricos (neopreno) debe revidarse la resistencia al cortante por efecto de esa fuerza. De ser necesario, los valores máximos y mínimos del coeficiente de fricción se pueden determinar mediante pruebas físicas. Debe tomarse en cuenta la humedad y la posible degradación o contaminación en la superficie de deslizamiento o de rotación.



Variación de la Temperatura.-

En el análisis de la estructura se toman en cuenta los esfuerzos, las deformaciones y los desplazamientos que en ella se origina por la variación de temperatura en sus elementos estructurales.



2.- CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL P.I.V.

2.1 LOCALIZACIÓN Y UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El Paso Inferior Vehicular (P.I.V) se encuentra localizado en: Carretera: Libramiento Sur de Reynosa, Tramo : Libramiento Sur de Reynosa, con Origen : Prolongación Autopista Matamoros - Reynosa, en el Km: 15 + 640.00 En las coordenadas geográficas ----- entre la carretera federal No. 97 y la No. 180 .

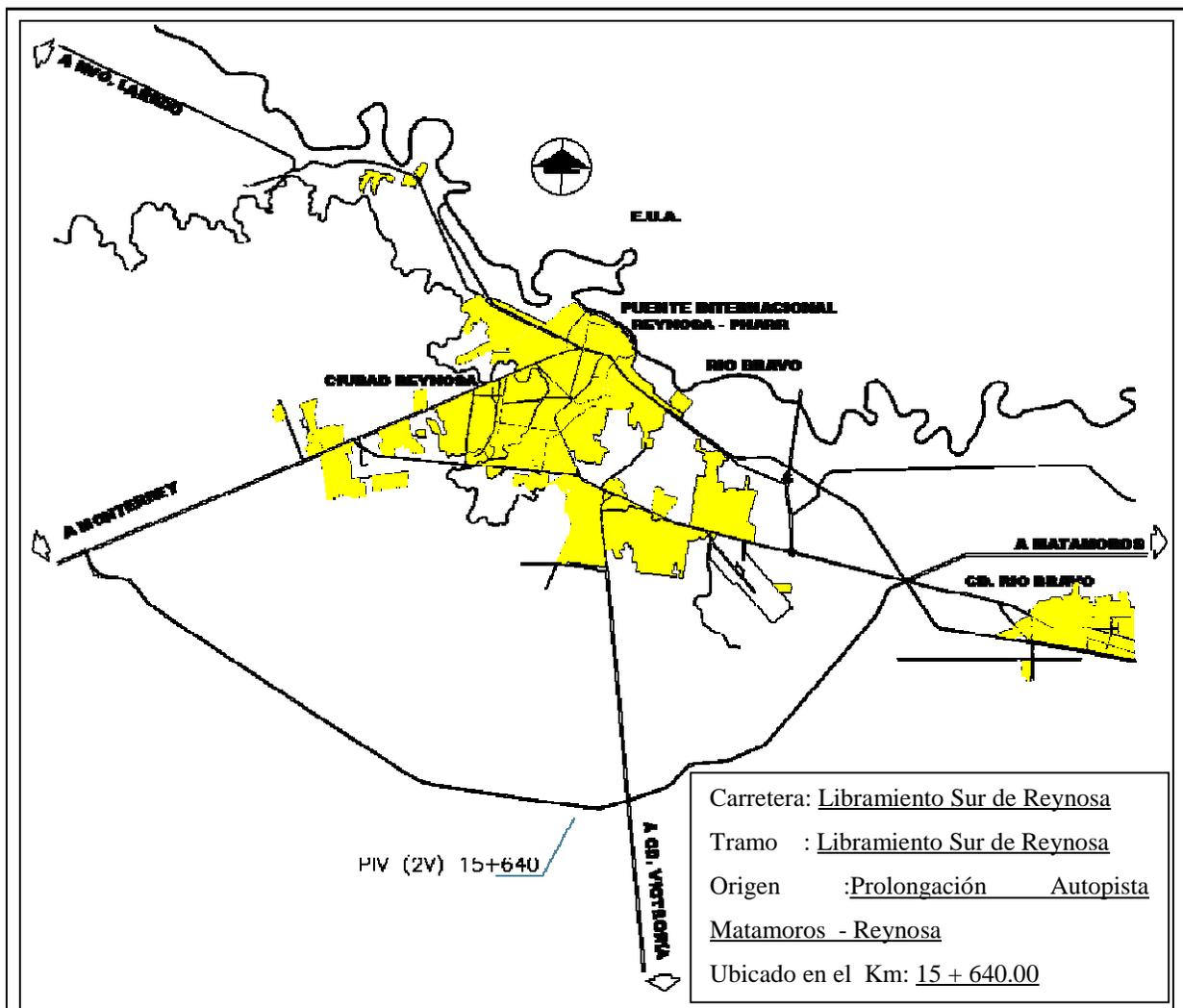


FIG. 30 CRUCE CON LOCALIZACIÓN EN EL TRAMO CARRETERO LIBRAMIENTO DE REYNOSA EN EL ESTADO DE TAMAULIPAS, CARRETERA FEDERAL NO. 97 Y 180



2.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Como se sabe la construcción de un tramo carretero significa mejoras económicas y sociales en las poblaciones, sin embargo con frecuencia se presentan inconvenientes para los habitantes en los cuales la carretera divide su comunicación con los demás poblados y en Ampliación la loma no es la excepción pues con la construcción de la carretera Libramiento sur de Reinosá los municipios de Florida del Norte y Méndez quedarán parcialmente incomunicados. Por lo que para garantizar su continuidad se llevará a cabo la realización de un Paso Inferior Vehicular (P.I.V.), por las características del lugar en donde se ubica.



2.3 ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

Para poder determinar una solución se necesitará de la geometría ya que esta depende básicamente del tramo carretero mismo, la cual nos da la pauta para conocer las condiciones de terreno, sus desniveles, la sección tipo de la carretera y con ello obtendremos el parámetro de la longitud que contara nuestra estructura. También nos indica si el proyecto se encuentra en curva o en tangente, si se presenta un esviaje o es normal al eje de trazo de la carretera.

Una vez obtenido lo anterior pasaremos a la determinación del tipo de estructura y materiales a usar, como sabemos los materiales toman parte importante en la decisión de un proyecto pues de ellos dependen la factibilidad de la estructura el acero por su parte es un buen elemento para estructuras con claros grandes sin embargo resulta muy costoso su adquisición y el traslado de este material hará que se eleve aun más su precio de adquisición, además considerando que se trata de un Paso Inferior Vehicular podremos optar por un material más económico como el caso del concreto en elementos prefabricados como son la vigas AASTHO o las vigas tipo Cajón para su elección veamos el siguiente cuadro comparativo:

TRABES			
TIPO AASTHO		TIPO CAJÓN	
VENTAJAS	DESVENTAJAS	VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ▲ Es más económica en cuanto a su traslado a la obra e izaje debido a sus dimensiones y características. ▲ Ahorro significativo en tiempo de ejecución de obra, lo cual disminuye los gastos indirectos de administración ▲ Elementos sumamente ligeros y de gran capacidad estructural ▲ Se fabrican mediante procedimientos industriales y a gran escala con estricto control de calidad. 	<ul style="list-style-type: none"> ▲ Su claro es limitado entre los 10 y 42 m 	<ul style="list-style-type: none"> ▲ Alta rigidez torsional y flexionante, comparado con un elemento equivalente de sección abierta ▲ Nervaduras anchas. Debido a esto es posible usar grandes relaciones claro/peralte, lo cual es una ventaja en los casos donde la profundidad de construcción está limitada. ▲ El mantenimiento es más sencillo que para una trabe con sección abierta equivalente. 	<ul style="list-style-type: none"> ▲ Tralado a la obra. Debido a sus dimensiones y características físicas del lugar de la obra. ▲ Económicamente se incrementa considerablemente por traslado a la obra



Por lo que se determina la elaboración del P.I.V de concreto de refuerzo con trabes AASHTO Tipo IV, con dos claros de 30m cada uno, Longitud total de 60.60 m, ancho de camino total 8.00m, ancho de calzada de 7.20 m y guarniciones de 0.40 m.

2.4 ESTUDIOS

Dentro del Proyecto se consideran algunos trabajos de campo los cuales consisten en determinar aspectos físicos de como se encuentra el terreno en donde se proyecta nuestra obra, si es plano, ondulado, montañoso, tipo de suelo arenoso, arcilloso, limoso entre otros, y esto a su vez nos facilita el saber qué tipo de cimentación se empleara, otro punto son aforos vehiculares que nos permite conocer la factibilidad del proyecto.

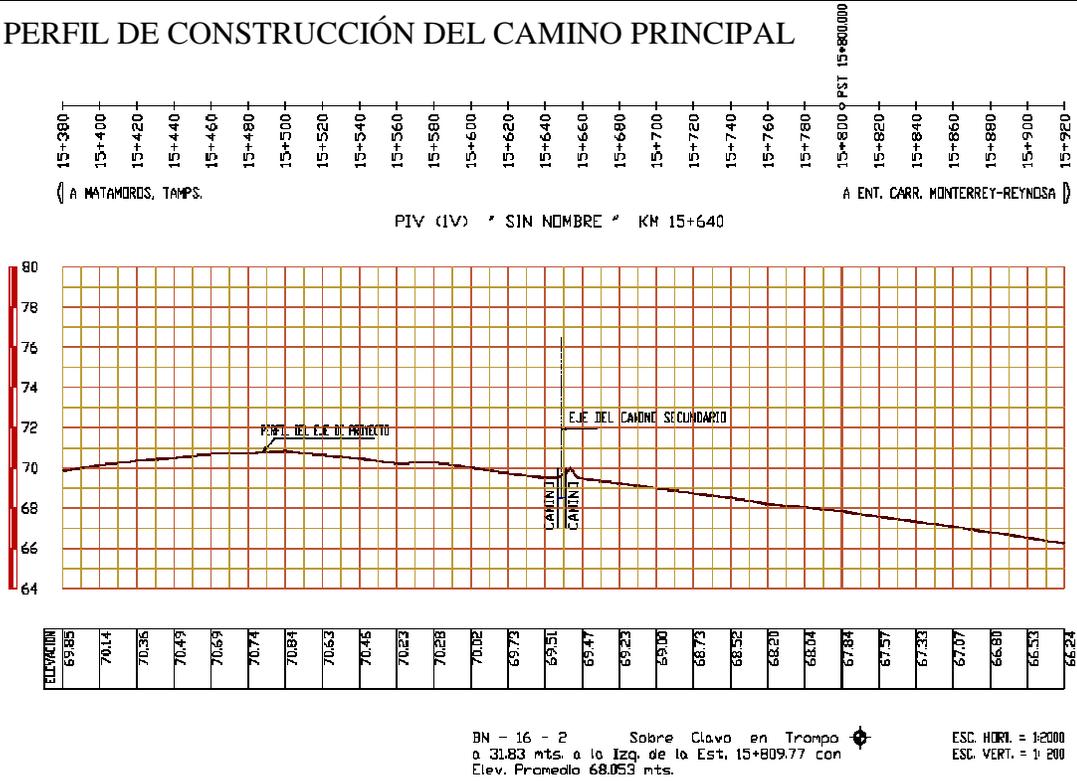
Lo anterior se refiere a la Mecánica de Suelos que comprende los siguientes estudios:

Estudios Topográficos.- Cuyo Objetivo son los trabajos Topográficos de cruce de vialidades con el eje de proyecto de la carretera Libramiento Sur de Reinosá para el PIV de referencia.

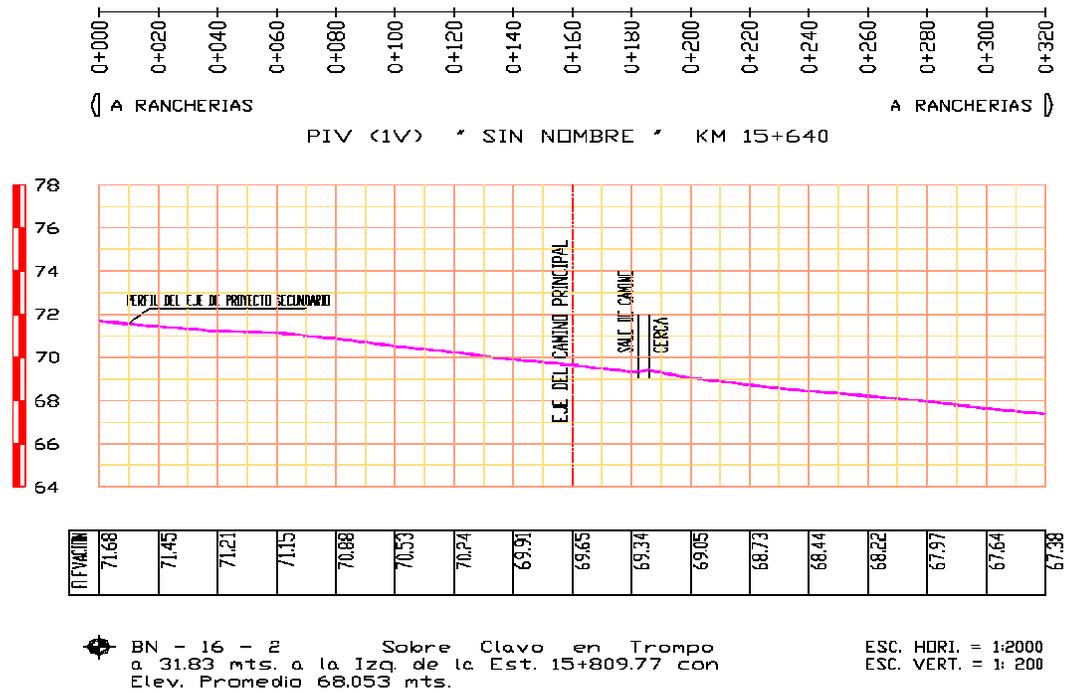
En estos trabajos se elabora planta Topográfica detallada y levantamiento de Perfiles correspondientes en la zona de estructura de Paso Inferior Vehicular. Como se muestran a continuación:



PERFIL DE CONSTRUCCIÓN DEL CAMINO PRINCIPAL



PERFIL DE CONSTRUCCIÓN CAMINO SECUNDARIO





Al final se llena el siguiente formato:

Conclusiones y Recomendaciones del Estudio Topográfico para Paso a Desnivel

Cruce : PIV “SIN NOMBRE”

Carretera: Libramiento Sur de Reinosa

Km : 15+640.00

Tramo : Libramiento Sur de Reinosa

Origen : Prol. Autopista Matamoros – Reinosa

***GENERALIDADES**

Las Condiciones topográficas de la Zona son:

- 1.- Terreno sensiblemente plano en zona urbana.
- 2.- Elevación y descripción del Banco de Nivel: B.N. 16 – 2 Sobre clavo en trompo a 31.83 mts. a la Izq. De la Estación 15+809.77. Elevación arbitraria de 68.053 mts.
- 3.- El eje de trazo cruza en dirección Normal con respecto al eje del camino secundario
- 4.- Geología Superficial: Arcilla Arenosa
- 5.- La subrasante de proyecto pasa a 7.00 mts. del camino secundario
- 6.- El galibo necesario es de 5.5 mts. mínimo.

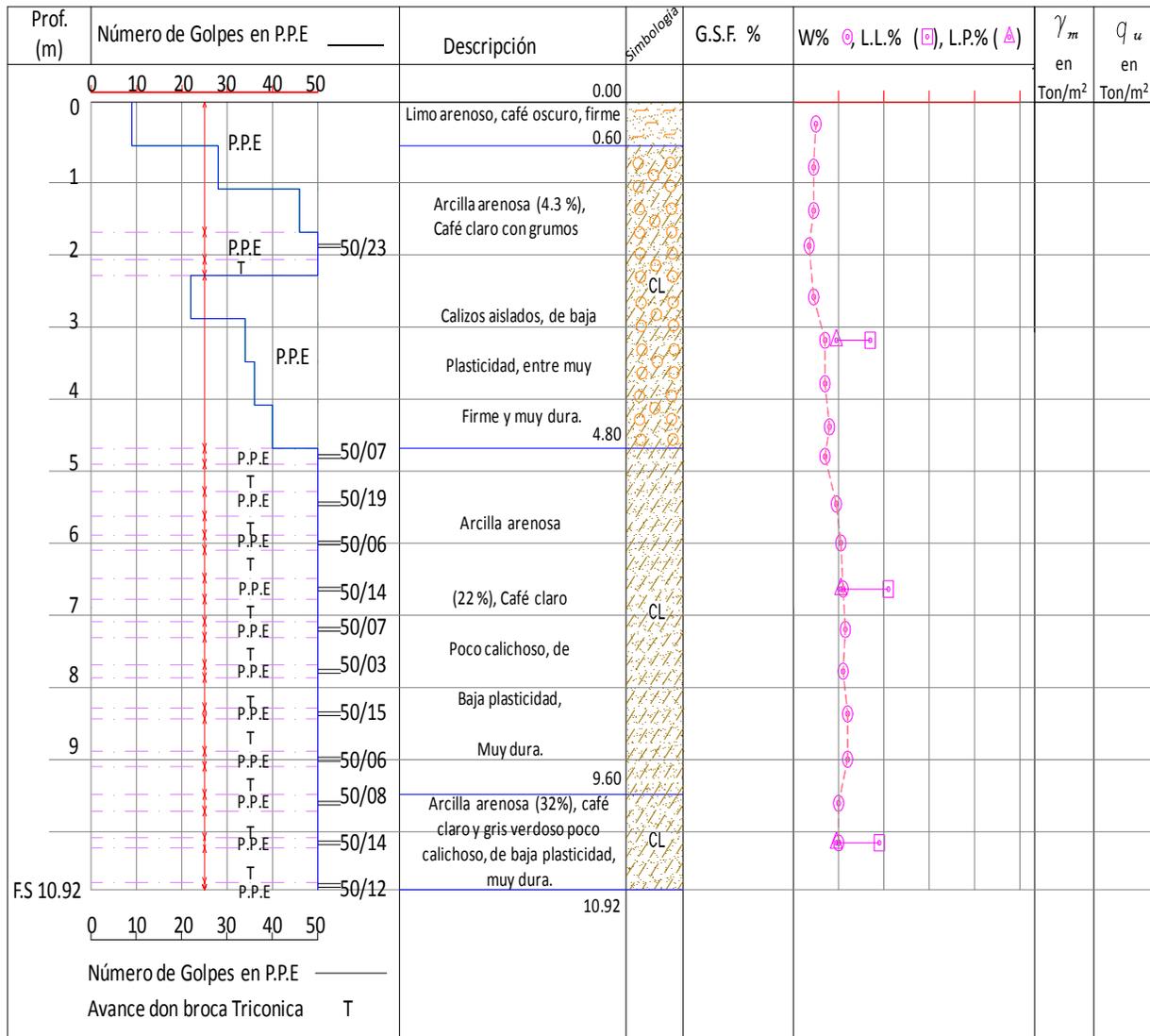
***CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES**

- 1.- La longitud de la estructura podrá ser de _____m.
- 2.- Los materiales necesarios para la construcción del PIV pueden ser adquiridos en Reinosa, Estado de Tamaulipas que se ubica a 5.00 km del sitio de cruce.



Estudios de Geotecnia.-

Son aquellos que dan propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo por debajo de la superficie, para así determinar el tipo de cimentación a emplear, para ello se auxilian trabajos en campo y laboratorio de los cuales se presentan un perfil estratigráfico, y formatos de las pruebas de laboratorio efectuadas, así como la capacidad de carga y tipo de cimentación recomendable para su desplante. (Nota.- El cálculo de la cimentación se detallara en el capítulo)



Perfil Estratigráfico Sondeo No. 1



*Facultad de
Estudios Superiores
Aragón*

OBRA: P.I.V. (1V) "SIN NOMBRE" KM 15+640.00
LOCALIZACION: km: 0 + 145.00
SONDEO N°: 1 **ENSAYE N°:**
MUESTRA N°: 6 **PROF:** De 3.00 a 3.60 m.
DESCRIPCION N°: Arcilla café claro con arena

LIMITES DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL

FECHA: _____ **OPERADOR:** _____ **CALCULISTA:** _____

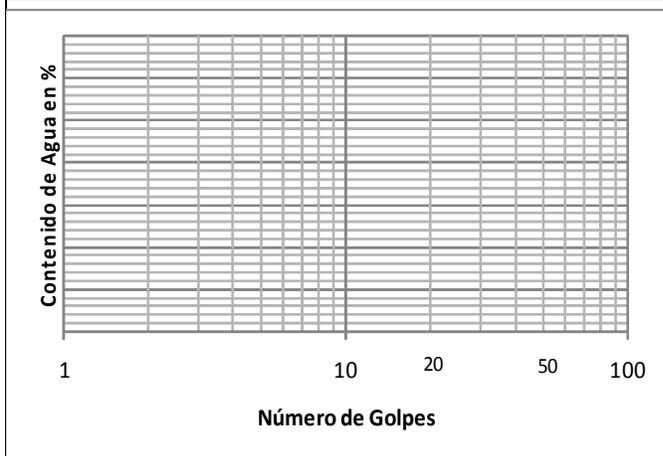
LIMITE LIQUIDO

Prueba No.	Cápsula No.	Número de Golpes			Peso de cápsula + suelo húmedo	Peso de la cápsula + suelo seco	Peso del Agua	Peso de la Cápsula	Peso del suelo seco	Contenido de Agua (w)
---	---	----	-----	----	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	%
	73		25		37.161	34.0033	3.1577	24.7158	9.28575	34

LIMITE PLASTICO

	23	-----	25.0519	24.5812	0.4707	21.9662	2.6150	18
	6	-----	28.5296	27.9345	0.5951	24.8021	3.1324	19

HUMEDAD NATURAL



w= _____ %
 LL= 34 %
 LP= 19 %
 I_p= 15 %
 $C_R = \frac{LL - w}{I_p}$ _____
 Fw= _____ %
 $T_w = \frac{I_p}{F_w}$ _____
 Clasific. SUCS: CL

OBSERVACIONES: _____



OBRA:	P.I.V. (1V) "SIN NOMBRE" KM 15+640.00	 <i>Facultad de Estudios Superiores Aragón</i>
LOCALIZACION:	km: 0 + 145.00	
SONDEO N°:	1 ENSAYE N°:	
MUESTRA N°:	12 PROF: De 6.60 a 6.89 m.	
DESCRIPCION N°:	Arcilla café claro con arena	

LIMITES DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL

FECHA: _____ OPERADOR: _____ CALCULISTA: _____

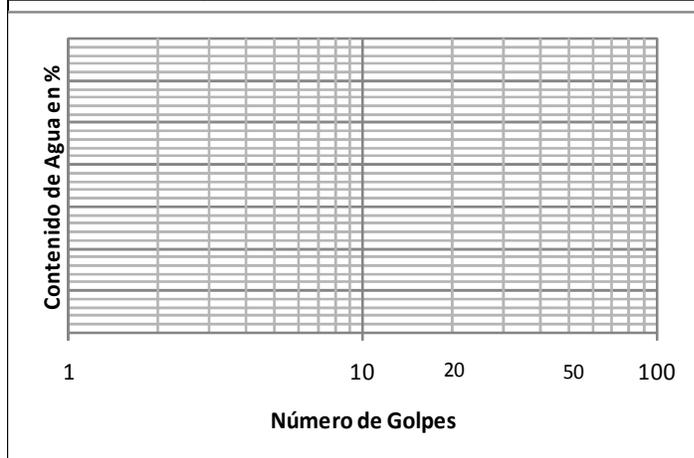
LIMITE LIQUIDO

Prueba No.	Cápsula No.	Número de Golpes			Peso de cápsula + suelo húmedo	Peso de la cápsula + suelo seco	Peso del Agua	Peso de la Cápsula	Peso del suelo seco	Contenido de Agua (w)
		----	-----	----	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	%
---	---	----	-----	----						
	24		25		38.0372	33.4593	4.5779	22.5594	10.8999	42

LIMITE PLASTICO

	199	-----	26.0493	25.4127	0.6366	22.2295	3.1832	20
	214	-----	25.2577	24.5684	0.6893	21.2857	3.2827	21

HUMEDAD NATURAL



$w =$ _____ %
 $LL =$ 42 %
 $LP =$ 21 %
 $I_p =$ 21 %
 $C_R = \frac{LL - w}{L_p}$ _____
 $FW =$ _____ %
 $T_w = \frac{I_p}{F_w}$ _____
 Clasific. SUCS: CL

OBSERVACIONES: _____



OBRA:	P.I.V. (1V) "SIN NOMBRE" KM 15+640.00	 <i>Facultad de Estudios Superiores Aragón</i>
LOCALIZACION:	km: 0 + 145.00	
SONDEO N°:	1 ENSAYE N°:	
MUESTRA N°:	18 PROF: De 10.20 a 10.34 m.	
DESCRIPCION N°:	Arcilla café claro con arena	

LIMITES DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL

FECHA: _____ OPERADOR: _____ CALCULISTA: _____

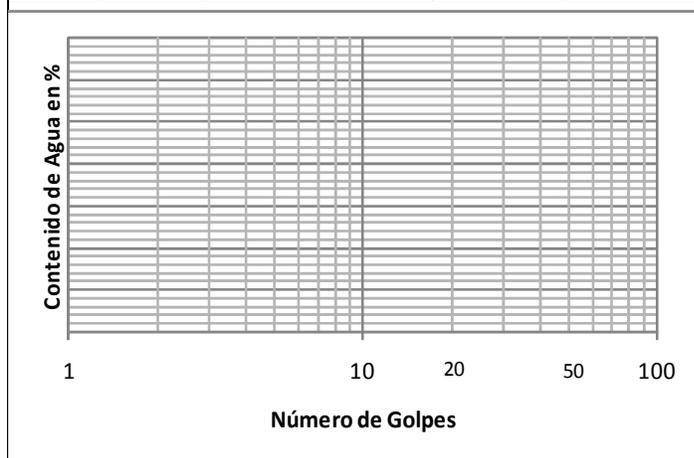
LIMITE LIQUIDO

Prueba No.	Cápsula No.	Número de Golpes			Peso de cápsula + suelo húmedo	Peso de la cápsula + suelo seco	Peso del Agua	Peso de la Cápsula	Peso del suelo seco	Contenido de Agua %
---	---	----	-----	----	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	%
	121		25		38.6887	33.8442	4.8445	21.0953	12.7489	38

LIMITE PLASTICO

	225	-----	25.7995	25.0372	0.7623	21.0255	4.0122	19
	15	-----	26.4403	25.7491	0.6912	22.1108	3.6383	19

HUMEDAD NATURAL



$w =$ _____ %
 $LL =$ 38 %
 $LP =$ 19 %
 $I_p =$ 19 %
 $C_R = \frac{LL - LP}{I_p}$ _____
 $T_w = \frac{I_p}{A + BI_p}$ _____ %
Clasific. SUCS: CL

OBSERVACIONES: _____



*Facultad de
Estudios Superiores
Aragón*

OBRA: P.I.V. (1V) "SIN NOMBRE" KM 15+640.00
LOCALIZACION: km: 0 + 145.00
SONDEO N°: 1 **ENSAYE N°:**
MUESTRA N°: 6 **PROF:** De 3.00 a 3.60 m.
DESCRIPCION N°: Arcilla café claro con arena

LIMITES DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL

FECHA: _____ **OPERADOR:** _____ **CALCULISTA:** _____

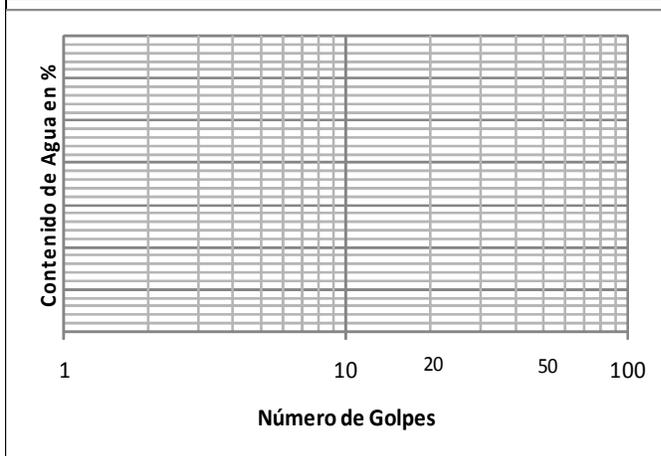
LIMITE LIQUIDO

Prueba No.	Cápsula No.	Número de Golpes			Peso de cápsula + suelo húmedo	Peso de la cápsula + suelo seco	Peso del Agua	Peso de la Cápsula	Peso del suelo seco	Contenido de Agua (w)
---	---	----	-----	----	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	%
	73		25		37.161	34.0033	3.1577	24.7158	9.28575	34

LIMITE PLASTICO

	23	-----	25.0519	24.5812	0.4707	21.9662	2.6150	18
	6	-----	28.5296	27.9345	0.5951	24.8021	3.1324	19

HUMEDAD NATURAL



w= _____ %
 LL= 34 %
 LP= 19 %
 I_p= 15 %
 $C_R = \frac{LL - w}{I_p}$ _____
 Fw= _____ %
 $T_w = \frac{I_p}{F_w}$ _____
 Clasific. SUCS: CL

OBSERVACIONES: _____



*Facultad de
Estudios Superiores
Aragón*

OBRA:	P.I.V. (1V) "SIN NOMBRE" KM 15+640.00	
LOCALIZACION:	km: 0 + 145.00	
SONDEO N°:	2	ENSAYE N°:
MUESTRA N°:	6	PROF: De 3.00 a 3.60 m.
DESCRIPCION N°:	Arcilla café claro con arena	

LIMITES DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL

FECHA: _____ OPERADOR: _____ CALCULISTA: _____

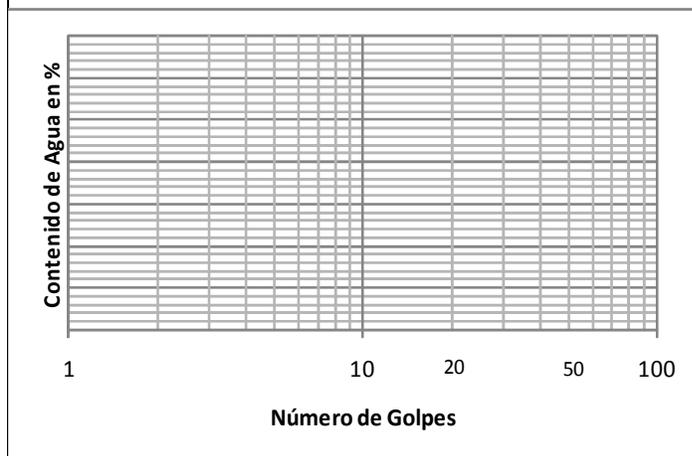
LIMITE LIQUIDO

Prueba No.	Cápsula No.	Número de Golpes			Peso de cápsula + suelo húmedo	Peso de la cápsula + suelo seco	Peso del Agua	Peso de la Cápsula	Peso del suelo seco	Contenido de Agua %
---	---	----	-----	----	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	%
	22		25		36.4396	33.3712	3.0684	24.8478	8.5234	36

LIMITE PLASTICO

	113	-----		26.3196	25.7284	0.5912	22.4438	3.2846	18
	102	-----		28.3368	27.8112	0.5256	24.7189	3.0923	17

HUMEDAD NATURAL



$w =$ _____ %
 $LL =$ 36 %
 $LP =$ 18 %
 $I_p =$ 18 %
 $C_R = \frac{LL - w}{I_p}$ _____
 $T_w = \frac{I_p}{F_{cl}}$ _____ %
 Clasific. SUCS: CL

OBSERVACIONES: _____



OBRA:	P.I.V. (1V) "SIN NOMBRE" KM 15+640.00		<i>Facultad de Estudios Superiores Aragón</i>
LOCALIZACION:	km: 0 + 145.00		
SONDEO N°:	2 ENSAYE N°:		
MUESTRA N°:	12 PROF: De 3.00 a 3.60 m.		
DESCRIPCION N°:	Arcilla café claro con arena		

LIMITES DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL

FECHA: _____ OPERADOR: _____ CALCULISTA: _____

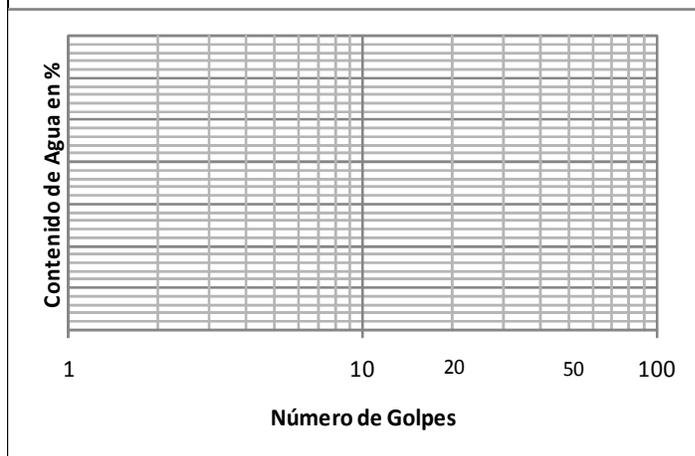
LIMITE LIQUIDO

Prueba No.	Cápsula No.	Número de Golpes			Peso de cápsula + suelo húmedo	Peso de la cápsula + suelo seco	Peso del Agua	Peso de la Cápsula	Peso del suelo seco	Contenido de Agua %
---	---	----	-----	----	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	%
	127		25		41.1307	35.9225	5.2082	23.5219	12.4006	42

LIMITE PLASTICO

	36	-----	27.775	27.1274	0.6476	23.7188	3.4086	19
	233	-----	27.2193	26.4609	0.7584	22.4693	3.9916	19

HUMEDAD NATURAL



$w =$ _____ %
 $LL =$ 42 %
 $LP =$ 19 %
 $I_p =$ 23 %
 $C_R = \frac{LL - LP}{I_p} = \frac{42 - 19}{23} = 1.00$
 $FW =$ _____ %
 $T_w = \frac{I_p}{F_{Lp}} = \frac{23}{25} = 0.92$
Clasific. SUCS: CL

OBSERVACIONES: _____



OBRA:	P.I.V. (1V) "SIN NOMBRE" KM 15+640.00		 <i>Facultad de Estudios Superiores Aragón</i>
LOCALIZACION:	km: 0 + 145.00		
SONDEO N°:	2	ENSAYE N°:	
MUESTRA N°:	17-18	PROF: De 9.6 a 10.33 m.	
DESCRIPCION N°:	Arcilla café claro con arena		

LIMITES DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL

FECHA: _____ OPERADOR: _____ CALCULISTA: _____

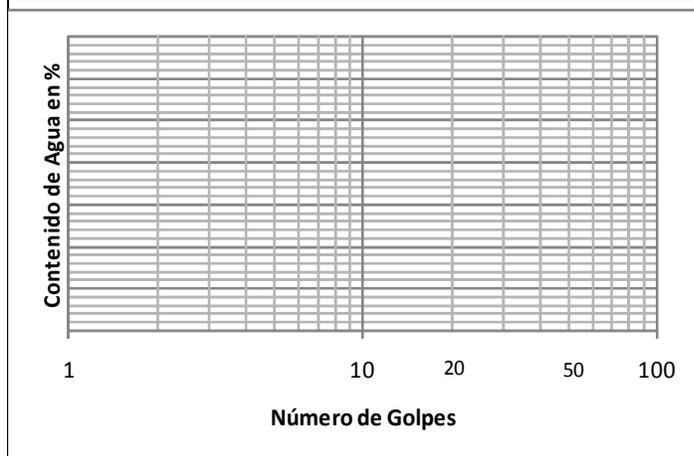
LIMITE LIQUIDO

Prueba No.	Cápsula No.	Número de Golpes			Peso de cápsula + suelo húmedo	Peso de la cápsula + suelo seco	Peso del Agua	Peso de la Cápsula	Peso del suelo seco	Contenido de Agua (w)
---	---	----	-----	----	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	%
	7		25		39.0747	35.1937	3.881	24.7045	10.4892	37

LIMITE PLASTICO

	219	-----	24.9987	24.4002	0.5985	21.0749	3.3253	18
	145	-----	25.3971	24.7314	0.6657	21.0329	3.6985	18

HUMEDAD NATURAL



$w =$ _____ %
 $LL =$ 37 %
 $LP =$ 18 %
 $I_p =$ 19 %
 $C_R = \frac{LL - w}{I_p}$ _____
 $FW =$ _____ %
 $T_w = \frac{I_p}{FW}$ _____
 Clasific. SUCS: CL

OBSERVACIONES: _____



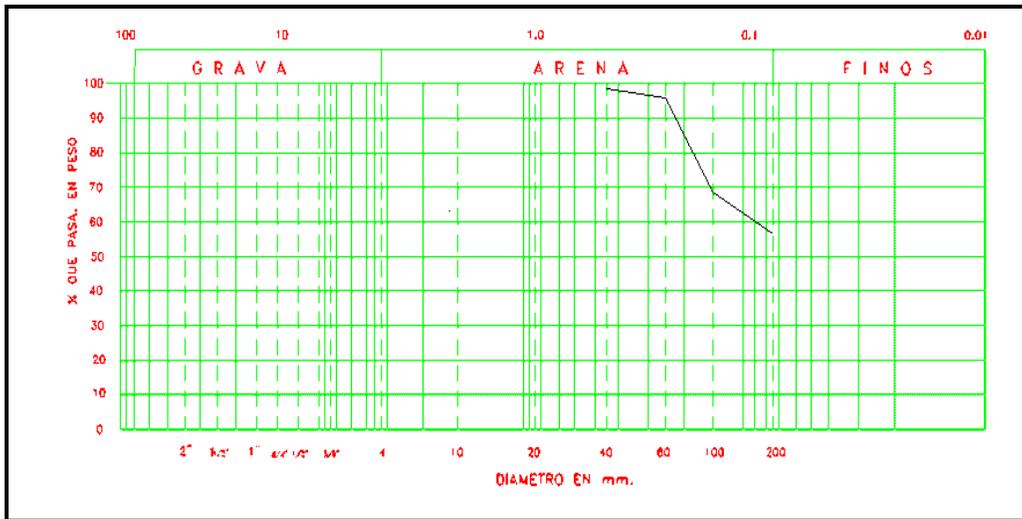
GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA: P.I.V. (1V) "SIN NOMBRE" KM 15+640.00
 LOCALIZACIÓN: km 0+ 145.00
 SONDEO No.: 1 ENSAYE No. _____
 MUESTRA No.: 6 PROF: 3.00 A 3.60 m
 DESCRIPCIÓN: _____
 FECHA: _____
 OPERADOR: _____
 CALCULO: _____

PESO DE LA MUESTRA _____
 REDIPIENTE NUM. _____
 PESO RECIP. ± SUELO HUMEDO (g): 1033
 PESO RECIP. ± SUELO SECO (g): _____
 PESO AGUA (g) _____
 PESO RECIPIENTE (g) _____
 PESO MUESTRA SECA (g) _____
 CONTENIDO HUMEDAD (%) _____

MALLA NUM.	ABERTURA	PESO SUELO RETENIDO	POR CIENTO RETENIDO PARCIAL	% QUE PASA	MALLA NUM.	ABERTURA	PESO SUELO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% QUE PASA
2"	50.8	g	%		10	2			
1 1/2"	36.1				20	0.84			
1"	25.4				40	0.42	0.6	0.9	99.1
3/4"	19.05				60	0.25	1.7	2.5	96.7
1/2"	12.7				100	0.149	19.5	28.2	68.5
3/8"	9.52				200	0.074	8.2	11.9	56.6
Num. 4	4.76				PASA 200		39.1	56.6	
Pasa Num. 4					SUMA		69.1		
SUMA									

GRAFICA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMETRICA:



$D_{10} =$ _____ $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ _____ $> 3" =$ _____ %
 $D_{10} =$ _____ $Cu = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} =$ _____ $G = \frac{0}{43} =$ _____ %
 $D_{10} =$ _____ _____ $F = \frac{57}{57} =$ _____ %

CLASIFICACIÓN SUCS. _____
 OBSERVACIONES: _____



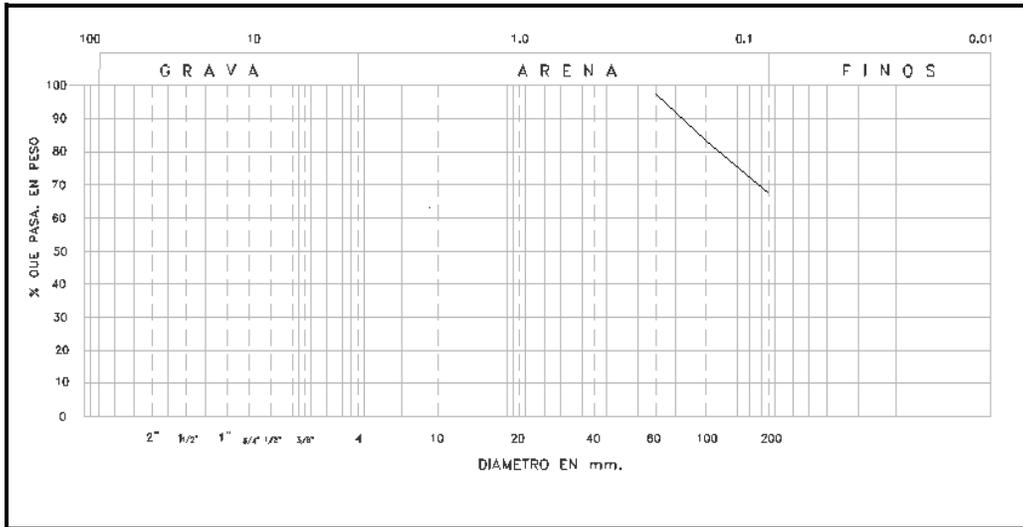
GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA: P.I.V. (1V) "SIN NOMBRE" KM 15+640.00
 LOCALIZACIÓN: km 0+ 145.00
 SONDEO No.: 1 ENSAYE No. _____
 MUESTRA No.: 18 PROF: De 10.20 a 10.34 m.
 DESCRIPCIÓN: _____
 FECHA: _____
 OPERADOR: _____
 CALCULO: _____

PESO DE LA MUESTRA _____
 REDIPIENTE NUM. _____
 PESO RECIPI. ± SUELO HUMEDO (g): 54
 PESO RECIPI. ± SUELO SECO (g): _____
 PESO AGUA (g) _____
 PESO RECIPIENTE (g) _____
 PESO MUESTRA SECA (g) _____
 CONTENIDO HUMEDAD (%) _____

MALLA NUM.	ABERTURA	PESO SUELO RETENIDO	POR CIENTO RETENIDO PARCIAL	% QUE PASA	MALLA NUM.	ABERTURA	PESO SUELO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% QUE PASA
	mm	g	%			mm			
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	36.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250	0.6	2	98
1/2"	12.70				100	0.149	4.7	15.4	82.6
3/8"	9.52				200	0.074	4.5	14.8	67.9
Num. 4	4.76				PASA 200		20.7	67.9	
Pasa Num. 4					SUMA		30.5		
SUMA									

GRAFICA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMETRICA:



$D_{10} =$ _____
 $D_{30} =$ _____
 $D_{60} =$ _____

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{\text{_____}}{\text{_____}} = \text{_____} > 3 = \text{_____} \%$
 $G = \frac{0}{\text{_____}} = \text{_____} \%$
 $S = \frac{32}{\text{_____}} = \text{_____} \%$
 $F = \frac{68}{\text{_____}} = \text{_____} \%$

CLASIFICACIÓN SUCS. _____
 OBSERVACIONES: _____



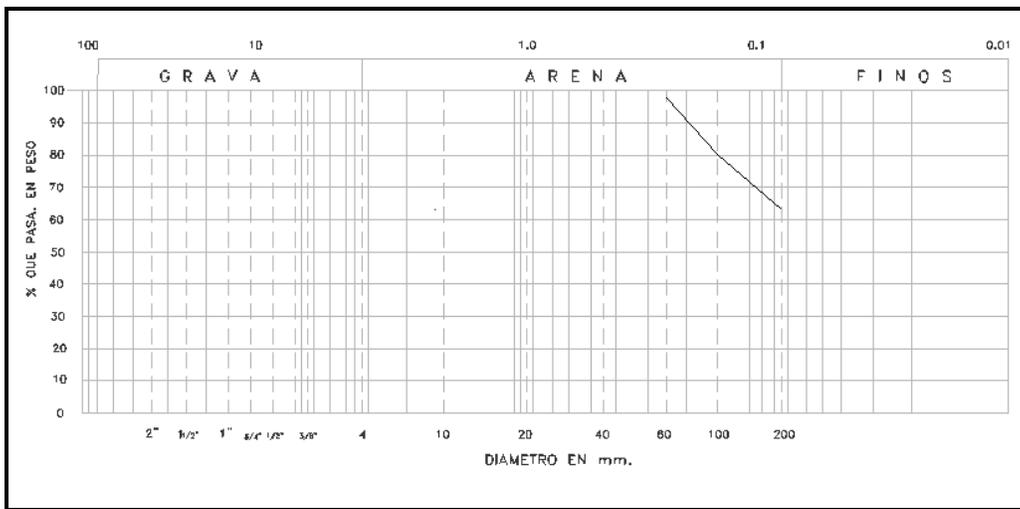
GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA: P.I.V. (1V) "SIN NOMBRE" KM 15+640.00
 LOCALIZACIÓN: km 0+ 175.00
 SONDEO No.: 2 ENSAYE No. _____
 MUESTRA No.: 6 PROF: De 3.00 a 3.60 m.
 DESCRIPCIÓN: _____
 FECHA: _____
 OPERADOR: _____
 CALCULO: _____

PESO DE LA MUESTRA _____
 REDIPIENTE NUM. _____
 PESO RECIP.± SUELO HUMEDO (g): 31
 PESO RECIP.± SUELO SECO (g): _____
 PESO AGUA (g) _____
 PESO RECIPIENTE (g) _____
 PESO MUESTRA SECA (g) _____
 CONTENIDO HUMEDAD (%) _____

MALLA NUM.	ABERTURA	PESO SUELO RETENIDO	POR CIENTO RETENIDO PARCIAL	% QUE PASA	MALLA NUM.	ABERTURA	PESO SUELO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% QUE PASA
	mm	g	%			mm			
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	36.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250	1.4	2.4	97.6
1/2"	12.70				100	0.149	10.7	18.1	79.5
3/8"	9.52				200	0.074	9.9	16.8	62.7
Num. 4	4.76				PASA 200		37.0	62.7	
Pasa Num. 4					SUMA		59.0		
SUMA									

GRAFICA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMETRICA:



$D_{10} =$ _____
 $D_{30} =$ _____
 $D_{60} =$ _____

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{\text{_____}}{\text{_____}} = \text{_____} > 3 = \text{_____} \%$
 $G = \frac{0}{\text{_____}} = \text{_____} \%$
 $S = \frac{37}{\text{_____}} = \text{_____} \%$
 $F = \frac{63}{\text{_____}} = \text{_____} \%$

CLASIFICACIÓN SUCS. _____
 OBSERVACIONES: _____



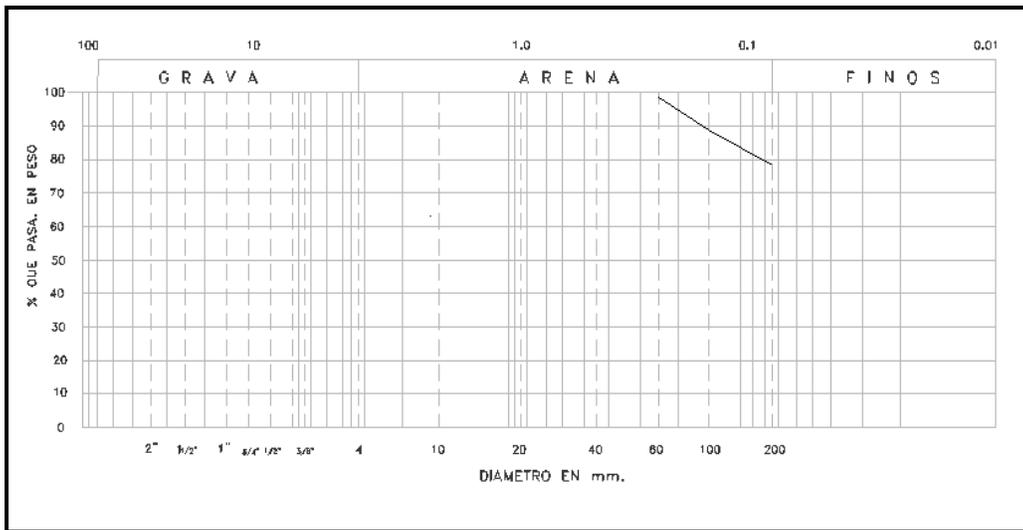
GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA: P.I.V. (1V) "SIN NOMBRE" KM 15+640.00
 LOCALIZACIÓN: km 0+ 175.00
 SONDEO No.: 2 ENSAYE No. _____
 MUESTRA No.: 12 PROF: De 6.60 a 6.82 m.
 DESCRIPCIÓN: _____
 FECHA: _____
 OPERADOR: _____
 CALCULO: _____

PESO DE LA MUESTRA _____
 REDIPIENTE NUM. _____
 PESO RECIPI. ± SUELO HUMEDO (g): 69
 PESO RECIPI. ± SUELO SECO (g): _____
 PESO AGUA (g) _____
 PESO RECIPIENTE (g) _____
 PESO MUESTRA SECA (g) _____
 CONTENIDO HUMEDAD (%) _____

MALLA NUM.	ABERTURA	PESO SUELO RETENIDO	POR CIENTO RETENIDO PARCIAL	% QUE PASA	MALLA NUM.	ABERTURA	PESO SUELO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% QUE PASA
	mm	g	%			mm			
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	36.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250	0.6	1.1	98.9
1/2"	12.70				100	0.149	5.6	10.1	88.8
3/8"	9.52				200	0.074	5.8	10.5	78.4
Num. 4	4.76				PASA 200		43.5	78.4	
Pasa Num. 4					SUMA		55.5		
SUMA									

GRAFICA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMETRICA:



$D_{10} =$ _____
 $D_{30} =$ _____
 $D_{60} =$ _____

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{\text{_____}}{\text{_____}} = \text{_____} > 3 = \text{_____} \%$
 $G = \frac{0}{\text{_____}} = \text{_____} \%$
 $S = \frac{22}{\text{_____}} = \text{_____} \%$
 $F = \frac{78}{\text{_____}} = \text{_____} \%$

CLASIFICACIÓN SUCS. _____
 OBSERVACIONES: _____



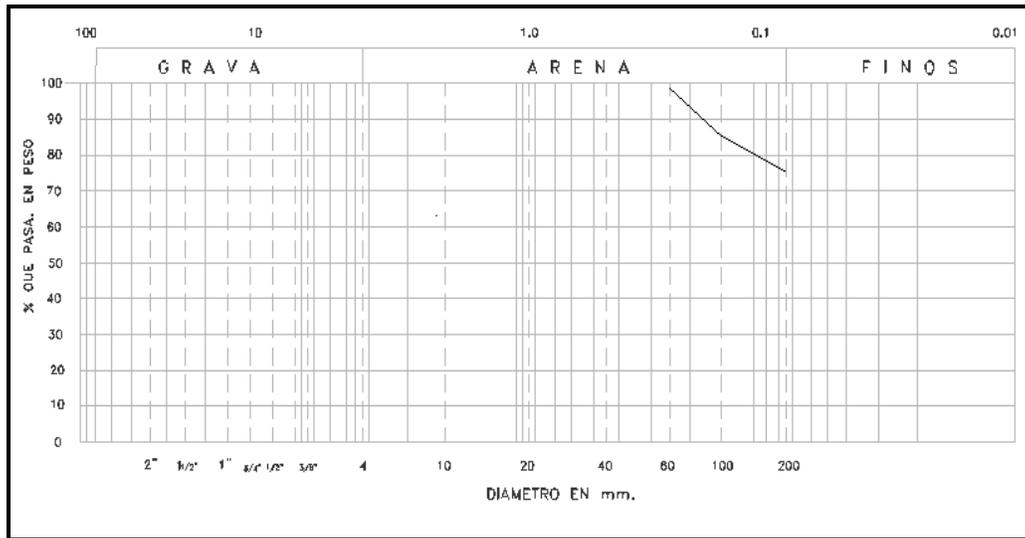
GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA: P.I.V. (1V) "SIN NOMBRE" KM 15+640.00
 LOCALIZACIÓN: km 0+ 175.00
 SONDEO No.: 2 ENSAYE No. _____
 MUESTRA No.: 17-18 PROF: De 9.60 a 10.33 m.
 DESCRIPCIÓN: _____
 FECHA: _____
 OPERADOR: _____
 CALCULO: _____

PESO DE LA MUESTRA _____
 REDIPIENTE NUM. _____
 PESO RECIPI. ± SUELO HUMEDO (g): 1036
 PESO RECIPI. ± SUELO SECO (g): _____
 PESO AGUA (g) _____
 PESO RECIPIENTE (g) _____
 PESO MUESTRA SECA (g) _____
 CONTENIDO HUMEDAD (%) _____

MALLA NUM.	ABERTURA	PESO SUELO RETENIDO	POR CIENTO RETENIDO PARCIAL	% QUE PASA	MALLA NUM.	ABERTURA	PESO SUELO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% QUE PASA
	mm	g	%			mm			
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	36.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250	0.7	1.3	98.7
1/2"	12.70				100	0.149	6.7	12.6	86.1
3/8"	9.52				200	0.074	5.3	10	76.1
Num. 4	4.76				PASA 200		40.5	76.1	
Pasa Num. 4					SUMA		53.2		
SUMA									

GRAFICA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMETRICA:



$D_{10} =$ _____
 $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ _____ $> 3" =$ _____ %
 $D_{10} =$ _____
 $Cu = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} =$ _____ $G = \frac{0}{\quad} \%$
 $D_{10} =$ _____ $S = \frac{24}{\quad} \%$
 $F = \frac{76}{\quad} \%$

CLASIFICACIÓN SUCS. _____
 OBSERVACIONES: _____



Estudios de tránsito (Aforo Vehicular).

Los estudios de aforo vehicular comprende la cuantificación del volumen de tránsito que pasa en la zona para determinar qué tipo de carretera es, y proyectar la vida útil de la estructura en función de los posibles usuarios. Este aforo se puede hacer de manera manual o mecánica, manual estaríamos hablando de que un grupo de personas se trasladaría a los puntos en que se conecta la carretera con otras poblaciones con un formulario el cual se divide en rubros como el tipo de transporte que pasa en lugar ya sea automóvil, o camiones del tipo T2-S2, T3-S2-R4, entre otros.

La manera mecánica hablamos de instalar sensores en el camino de cruce de las poblaciones los cuales detectan cuantos ejes pasa y los registra. De las dos formas se tiene un determinado periodo.

Una forma más rápida es remitirnos a los libros de Datos Viales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, ubicar el tramo carretero y localizar los posibles caminos que lleguen a nuestro P.I.V. los datos a ocupar serán de cinco años anteriores y con la media se determinara su aforo y el número de carriles que necesitaremos.

2.5 NORMATIVA

Una parte fundamental para el análisis y diseño de las estructuras es la Normatividad a ocupar, ya que esta regirá en el cálculo y en la buena realización e interpretación de nuestro proyecto.

En el caso de Puentes entre la Normatividad a elegir tenemos las Normas AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 4th edición en cuyos temas habla de los puentes de una manera detallada en cuestión de todas sus características tanto hidráulicas como estructurales, delimitando el área de estudio y a la vez ejemplificando conceptos de puentes así, como la forma de análisis y diseño del mismo.

Estás Normas son a nivel Mundial emitidas en los Estado Unidos de Norte América.



En nuestro país tenemos las Normas Mexicanas que emite la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) en conjunto con el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) que nos permiten tomar consideraciones de diseño aplicables a las condiciones en las que se desarrollan o ejecutan los puentes en el país. Por ende utilizaremos estas normativas en el desarrollo de nuestro Paso Inferior Vehicular Principalmente las siguientes:

Ejecución de Proy. Nuevos puentes	N-PRY-CAR-6-01-001
Características Generales del Proy.	N-PRY-CAR-6-01-002
Cargas y Acciones	N-PRY-CAR-6-01-003
Viento	N-PRY-CAR-6-01-004
Sismo	N-PRY-CAR-6-01-005
Combinación de Cargas	N-PRY-CAR-6-01-006
Distribución de Cargas	N-PRY-CAR-6-01-007

2.6 SOFTWARE

El uso de software para el análisis de los elementos estructurales que constituyen un puente, es una herramienta valiosa que nos permite realizarlo de una manera rápida y simplificada. Dentro del software comercial, disponible en México, se pueden mencionar los siguientes:

- MIDAS / Civil
- ANSYS
- SAP 2000
- STAAD PRO



MIDAS / Civil .-es un programa utilizado para soluciones integrales en la ingeniería estructural, con énfasis en la ingeniería de puentes, ya que incluye funciones de puentes de sección cajón de concreto presforzado, puentes suspendidos y atirantados, así como funciones tales para el análisis de calor de hidratación que refleja la secuencia del proceso constructivo.

Cuenta con modeladores automáticos para la mayoría de tipos de puentes. Estos modeladores permiten contar con un modelo preliminar en cuestión de minutos. (Ver fig.31)

ANSIS.- es un programa multidisciplinario ya que realiza tanto análisis estructural, Térmico, Electromagnético y de Fluidos dentro de los cuales incluye un análisis Dinámico subdividido en:

- Análisis Modal:
 - Simetría axial y simetría cíclica
- Análisis Sísmico:
 - Espectral (Sencillo y Múltiple)
 - PSD (Vibraciones aleatorias)
 - Acelero gramas (Transitorios lineales o no lineales)
- Análisis Armónicos:
 - Bancadas
 - Cargas Armónicas(Viento, oleaje, entre otros)
- Análisis Transitorios lineales o no lineales:
 - Explosiones
 - Impactos, choques
 - Trafico

STAAD.PRO Es una solución para todo tipo de estructuras en acero, concreto, madera, aluminio de edificios, alcantarillado, plantas petro-químicas, túneles y mucho más, e incluye herramientas de ayuda específicas para su cálculo. Puede enlazar automáticamente su diseño con Excel o MathCAD, de esta forma si se produce cambios en su modelo, en su hoja Excel también cambiarán sus parámetros.



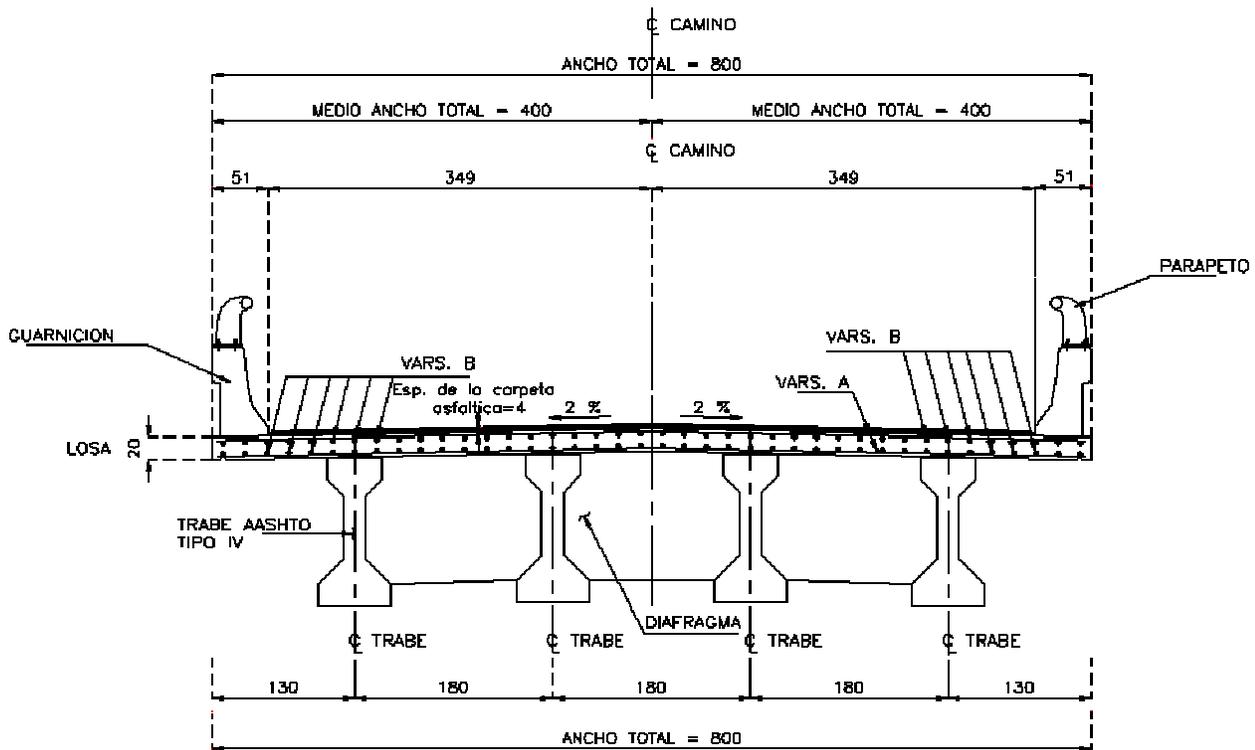
SAP 2000.- Con este programa se puede analizar cualquier tipo de estructuras, e incluso diseñar elemento por elemento de manera precisa con los reglamentos más conocidos ACI en EU, RCDF en México, EUROCODIGO en Europa entre otros.

Ofrece un análisis estático y dinámico modal espectral para elementos y placas, también diseña elementos de acero y concreto, planos, sólidos y tipo Asolids, incluye análisis de Puentes y sin límite en el número de nudos.

Para efectos de este trabajo se utilizara como Software SAP 2000.



3.- ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA



SECCION TRANSVERSAL A-A

ACOT. Cm

ESC. 1:50



Tabla 7.- Áreas y Pesos nominales de las varillas

Varilla No.	ϕ Nominal en pulgadas	ϕ Nominal en m	Área Nominal en cm^2	Peso nominal en kg/m
2 c	1/4	6.35	0.32	0.25
3 c	3/8	9.53	0.71	0.56
4 c	1/2	12.70	1.27	1.00
5 c	5/8	15.88	1.98	1.55
6 c	3/4	19.05	2.85	2.24
7 c	7/8	22.23	3.88	3.05
8 c	1	25.40	5.07	4.00
9 c	1 1/8	28.58	6.41	5.03
10 c	1 1/4	31.75	7.92	6.22
12 c	1 1/2	38.10	11.40	8.95



3.1 LOSA

Nomenclatura:

- $A_{S \text{ Distribución}}$ = Área de Acero por distribución en la parrilla inferior
 $A_{S \text{ Flexión}}$ = Área de Acero por Flexión en cm^2
 $A_{S \text{ T}}$ = Área de Acero por Temperatura, en cm^2
 a_s = Área de acero
 b = Ancho de diseño equivalente a un metro.
 C = Claro ,en m
 d = Peralte efectivo de la losa
 E_c = Módulo de elasticidad del concreto de peso normal (kg/cm^2)
 E_s = Módulo de elasticidad del acero; kg/cm^2
 e_{losa} = Espesor de la Losa
 $e_{\text{asf.}}$ = Espesor de la carpeta Asfáltica de diseño
 f'_c = Resistencia específica del concreto a compresión (kg/cm^2)
 f_y = Esfuerzo específico de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm^2)
 f_s = Esfuerzo permisible
 γ_a = Peso volumétrico del asfalto
 γ_c = Peso volumétrico del concreto
 h = Altura
 I = Impacto
 M_{cm} = Momento por Carga Muerta
 M_{cv} = Momento por Carga Viva
 MD = Momento de Diseño
 MR = Momento Resistente
 M_u = Momento Último
 P_b = Porcentaje balanceado
 r = Recubrimiento
 S = Separación entre traveses a ejes
 s = Longitud Efectiva
 s_v = Separación de la varilla
 P = Peso de la rueda más cargada del camión de diseño HS-20 (14,515 kg)
 P_D = Porcentaje para evitar deflexión
 $P_{\text{mín}}$ = Porcentaje Mínimo
 P_s = Patín superior
 $P_{\%}$ = Porcentaje de acero por distribución en la parrilla inferior
 V_D = Cortante de diseño en, kg/m
 V_P = Cortante de permisible en, kg/cm^2
 V_T = Cortante de trabajo en, kg/cm^2
 W_{asf} = Peso de la carpeta asfáltica
 W_{losa} = Peso de la losa



Para comenzar el análisis de la losa se requiere de los siguientes datos los cuales en su mayoría serán obtenidos por la sección tipo y la geometría del P.I.V:

$$\begin{array}{ll}
 C = 30.00 \text{ m} & \gamma_a = 2200 \text{ kg/m}^3 \\
 e_{\text{losa}} = 0.20 \text{ m} & \\
 S = 1.80 \text{ m} & \gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 e_{\text{asf}} = 0.12 \text{ m} & \\
 P_s = 0.50 \text{ m} & f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \\
 b = 1.00 \text{ m} & f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \\
 r = 0.05 \text{ m} & \\
 E_s = 2039000 \text{ kg/cm}^2 &
 \end{array}$$

Como primer paso realizaremos el calculo de la losa entre trabes, para el cual necesitamos la Long. Efectiva (s)

$$s = S - [(1/2)(P_s)(2)] \dots \dots \dots (13)$$

Sustitución de la ecuación 13:

$$s = (1.80) - [(1/2) (0.50) (2.00)] = 1.30 \text{ m}$$

$$s = \underline{1.30 \text{ m}}$$

Calculo del Momento por Carga Muerta (Mcm)

$$(W_{\text{asf}}) \quad \text{Peso de la Carpeta Asfáltic.} \quad (e_{\text{asf}}) (s) (b) (\gamma_a) \dots \dots \dots (14)$$

$$(W_{\text{losa}}) \quad \text{Peso de la losa} = \quad (e_{\text{losa}}) (s) (b) (\gamma_c) \dots \dots \dots (15)$$

Sustitución de la ecuación 14 y 15:

$$(W_{\text{asf}}) = (0.12) (1.30) (1.00) (2200) = 343.20 \text{ kg}$$

$$(W_{\text{losa}}) = (0.20) (1.30) (1.00) (2400) = 624.00 \text{ kg}$$

A continuación se realiza la sumatoria del peso des asfalto y de la losa.

$$\sum (W_{\text{asf}}) + (W_{\text{losa}}) \quad 343.20 + 624.00 = 967.20 \text{ kg}$$

$$W = \frac{\sum (W_{\text{asf}}) + (W_{\text{losa}})}{s} \dots \dots \dots (16)$$

Sustituyendo la ecuación (16)

$$W = \frac{967.20}{1.30} = 744.00 \text{ kg/ml}$$

Por lo tanto se tiene el momento de la carga muerta:

$$M_{\text{cm}} = \frac{W s^2}{10} \dots \dots \dots (17)$$

Sustituyendo la ecuación (17), tenemo que:

$$M_{\text{cm}} = \frac{(744.00) (1.30)^2}{10} = 125.74 \text{ kg-m}$$



$$\mathbf{Mcm = 125.74 \text{ kg/m}}$$

Calculo del Momento por Carga Viva (Mcv)

$$Mcv = \left(\frac{s + 0.61}{9.74} \right) P \dots \dots \dots (18)$$

$$P = \frac{P}{2} = \frac{14,515}{2} = 7,257.50 \text{ kg}$$

Sustituyendo la ecuación (18), tenemos que:

$$Mcv = \left(\frac{1.30 + 0.61}{9.74} \right) 7,257.50 = 1423.19 \text{ kg.m}$$

$$\mathbf{Mcv = 1423.19 \text{ kg.m}}$$

Calculo del Impacto (I)

$$I = \frac{15.24}{s + 38.10} \leq 0.30 \dots \dots \dots (19)$$

$$I = \frac{15.24}{(1.30) + 38.1} = 0.39 < 0.30$$

$$\therefore \mathbf{I = 0.30}$$

Calculo de Mcv + I

$$Mcv + I = (Mcv) \times (1 + I) \dots \dots \dots (20)$$

Sustituyendo la ecuación (20), tenemos que:

$$Mcv + I = (1423.19) \times (1 + 0.30) = 1850.1 \text{ kg-m}$$

$$\mathbf{Mcv + I = 1850 \text{ kg-m}}$$

Calculo del Momento de Diseño (MD)

$$MD = (Mcm) + (Mcv + I) \times 0.80 \dots \dots \dots (21)$$

Sustituyendo la ecuación (21), tenemos que:

$$MD = (125.74 + 1850.15) \times 0.80 = 1580.71 \text{ kg-m}$$

$$\mathbf{MD = 1580.71 \text{ kg-m}}$$



Calculo de los Esfuerzos permisibles según la fórmula de LASH (fs)

$$f_s = 1343 \left(1 + \frac{M_{cm}}{M_{cv} + I} \right) \leq 1800 \text{ kg/cm}^2 \dots (22)$$

Sustituyendo la ecuación (22), tenemos que:

$$f_s = 1343 \left(1 + \frac{125.74}{1850.147} \right) = 1434.3 \leq 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \underline{1434.27} \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \dots (23)$$

$$E_s = 2,039,000 \dots (24)$$

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} \dots (25)$$

Sustituyendo la ecuación (23) y (24) en la (25), tenemos que:

$$n = \frac{2,039,000}{14,000 \sqrt{f'_c}} = 9.2$$

$$n = \underline{9}$$

$$f_c = 0.4 (f'_c) \dots (26)$$

Sustituyendo la ecuación (26), tenemos que:

$$f_c = (0.40) (250) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = \underline{100} \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} \dots (27)$$

Sustituyendo la ecuación (27), tenemos que:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{1434.27}{(9) (100)}} = 0.3856$$

$$k = \underline{0.3856}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \dots (28)$$



Sustituyendo la ecuación (28), tenemos que:

$$j = 1 - \frac{0.3856}{3} = 0.8715 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = \underline{0.8715}$$

$$R = \frac{1}{2} f_c k j \dots \dots \dots (29)$$

Sustituyendo la ecuación (29), tenemos que:

$$R = \frac{1}{2} (100) (0.3856) (0.8715) = 16.8$$

$$R = \underline{16.8} \text{ kg/cm}^2$$

Calculo del peralte efectivo

$$d = \sqrt{\frac{MD}{R b}} \quad \text{MD en kg-cm} \dots \dots \dots (30)$$

Sustituyendo la ecuación (30), tenemos que:

$$d = \sqrt{\frac{158070.64}{(16.80) (100)}} = 9.70 \approx 10.00$$

$$d = \underline{10} \text{ cm}$$

$$h = d + r \dots \dots \dots (31)$$

Sustituyendo la ecuación (31), tenemos que:

$$h = 10 + 5 = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$d = 20 - 5 = 15 \text{ cm}$$

Comenzaremos con el armado de la losa con el calculo del área de acero por Flexión (Refuerzo principal, perpendicular a la dirección del tránsito)

$$A_s = \frac{MD}{f_s j d} \quad \text{MD en kg-cm} \dots \dots \dots (32)$$

Sustituyendo la ecuación (32), tenemos que:

$$A_s = \frac{158070.64}{(1434.27) (0.8715) (15)} = 8.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ Flexión} = \underline{8.43} \text{ cm}^2$$



Calculo de la separación de las varillas

Usando varillas de # 4 c ; as = 1.27 cm²

$$s_v = \frac{as \ b}{As} \dots \dots \dots (33)$$

Sustituyendo la ecuación (33), tenemos que:

$$s_v = \frac{(1.27) \ (100)}{8.43} = 15.07 \approx 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocan varillas del # 4c 15 cm (Refuerzo Principal)

Ahora proseguiremos con el calculo del área de acero por distribución el cual se colocara en la parrilla inferior transversalmente a la dirección del refuerzo principal que representa un porcentaje de:

$$P_{\%} = \frac{220}{\sqrt{3.28 \ s}} \leq 67 \ \% \text{ Cuando el } As_{\text{Flexión}} \text{ es perpendicular a el tránsito} \dots \dots \dots (34)$$

Sustituyendo la ecuación (34), tenemos que:

$$P_{\%} = \frac{220}{\sqrt{(3.28) \ (1.30)}} = 106.54 \leq 67 \ \%$$

$$\therefore P_{\%} = 67 \ \%$$

$$As_{\text{Distribución}} = (As_{\text{Flexión}}) (P_{\%}) \dots \dots \dots (35)$$

Sustituyendo la ecuación (35), tenemos que:

$$As_{\text{Distribución}} = (8.43) (0.67) = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{Distribución}} = \underline{5.65 \text{ cm}^2}$$

Calculo de la separación de las varillas usando varillas den # 4c; as 1.27 cm²

$$s_v = \frac{as \ b}{As_{\text{Distribución}}} \dots \dots \dots (36)$$

Sustituyendo la ecuación (36), tenemos que:

$$s_v = \frac{(1.27) \ (100)}{5.65} = 22.48 \approx 22 \text{ cm}$$

Se colocaran varillas de distribución en la parrilla inferior del # 22 cm



A continuación se efectuara el calculo de acero por temperatura en la parrilla superior el cual se colocara transverslmente a la dirección del refuerzo principal.

$$A_{sT} = \frac{0.0025}{2} (b) (e_{Losa}) \leq 6 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots (37)$$

Sustituyendo la ecuación (37), tenemos que:

$$A_{sT} = \frac{0.0025}{2} (100) (20) = 2.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{sT} = 2.50 \leq 6.00 \text{ cm}^2$$

∴ Tomamos $A_{sT} = 2.50 \text{ cm}^2$

Calculo de la separación de las varillas usando varillas del # 3c; $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$

$$s_v = \frac{a_s b}{A_{sT}} \quad \dots \dots \dots (38)$$

Sustituyendo la ecuación (38), tenemos que:

$$s_v = \frac{(0.71) (100)}{2.50} = 28.4 \approx 28 \text{ cm}$$

∴ **Se colocarán varillas # 3c @ 28 cm**

Método del diseño de Factor de Carga o Resistencia Última (Teoría Plástica)

Calculo del Momento Último (Mu)

$$M_u = 1.30 [(M_{cm}) + (1.67 M_{cv} + I)] \quad \dots \dots \dots (39)$$

Sustituyendo la ecuación (39), tenemos que:

$$M_u = 1.30 [(125.74) + (1.67 \times 1850.15)] = 4180.13 \text{ kg - m}$$

$$M_u = \underline{\underline{418013 \text{ kg-cm}}}$$

Calculo del Momento Resistente (MR)

$$MR = \phi [A_s f_y d (1 - 0.6 P \frac{f_y}{f'c})] \quad \dots \dots \dots (40)$$

$$\beta_1 = 0.80$$



$$P_b = \left[\left(0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right] \dots \dots \dots (41)$$

Sustituyendo la ecuación (41), tenemos que:

$$P_b = \left[\left(0.85 \right) \left(0.80 \right) \frac{250}{4000} \right] \left(\frac{6000}{6000 + 4000} \right) = 0.0255$$

$P_b = 0.0255$

De acuerdo con las Normas AASHTO el porcentaje máximo será igual a 0.75 del porcentaje balanceado

$$P_{m\acute{a}x} = 0.75 P_b \dots \dots \dots (42)$$

Sustituyendo la ecuación (42), tenemos que:

$$P_{m\acute{a}x} = (0.75) (0.0255) = 0.019$$

$P_{m\acute{a}x} = 0.019$

Calculo del porcentaje para evitar deflexión (P_D)

$$P_D = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} \leq 0.007 \dots \dots \dots (43)$$

Sustituyendo la ecuación (43), tenemos que:

$$P_D = 0.18 \frac{250}{4000} = 0.01$$

∴ Se toma el valor de P_D **0.007**

Calculo del porcentaje mínimo ($P_{m\acute{i}n}$)

$$P_{m\acute{i}n} = \frac{14}{f_y} \dots \dots \dots (44)$$

Sustituyendo la ecuación (44), tenemos que:

$$P_{m\acute{i}n} = \frac{14}{4000} = 0.0035$$

$P_{m\acute{i}n} = 0.0035$

Calculo del peralte

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi \left[P f_y b \left(1 - 0.6 P \frac{f_y}{f'_c} \right) \right]}} \dots \dots \dots (45)$$



$$d = \sqrt{\frac{418013}{0.9 \left[(0.007) (4000) (100) \left(1 - ((0.6) (0.007)) \left(\frac{4000}{250} \right) \right) \right]}}$$

$$d = 13.34 \approx 13 \text{ cm}$$

Utilizando la ecuación (31) tenemos que:

$$h = d + i = 13 + 5 = 18 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$d = 20 - 5 = 15 \text{ cm}$$

Calculo de A_s para usar la formula del Momento Resistente

$$A_s = b d P \dots \dots \dots (46)$$

Sustituyendo la ecuación (46), tenemos que:

$$A_s = (100) (15) (0.007) = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \underline{10.5 \text{ cm}^2}$$

Calculo del Momento Resistente

Sustituyendo la ecuación (40) se tiene:

$$MR = 0.9 \left[(10.5) (4000) (15) \left(1 - ((0.6) (0.007)) \left(\frac{4000}{250} \right) \right) \right]$$

$$MR = 528897.6 \text{ kg-cm}$$

$$MR > Mu$$

$$MR = 528897.6 \text{ kg-cm} > Mu = 418013 \text{ kg-cm} \quad \text{O.K}$$

Calculo de la separación de las varillas

$$\text{Usando varillas del } \# 4c; \quad a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

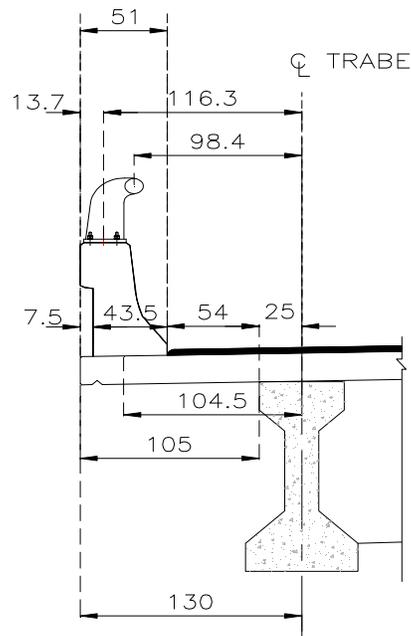
$$s_v = \frac{a_s b}{A_s}$$

$$s_v = \frac{(1.27) (100)}{10.5} = 12.10 \approx 12 \text{ cm}$$



Se dejaran vars. # 4c @ 12 cm

Calculo del Volado



Momento por carga muerta

Elemento	Calculo de la carga	Carga kg.m	Brazo (m)	Momento (Kg-m/m)
Pilastra	(35 kg/pza.)/2 m	17.5	1.163	20.35
Guarnición	(0.24 m ³ /m) (2400)	576	1.045	601.92
Volado	(0.20)(1.05)(1)(2400)	504	1.05	529.20
Carp. Asfáltica	(0.12)(0.54)(1)(2200)	142.56	0.79	112.62
Parapeto acero Tubo de 3"	(4.6 kg/m)(1m)=4.6 kg	4.6	0.985	4.53
Parapeto acero Tubo de 3 1/2"	(14.8 kg/m)(1m)=14.8 kg	14.8	0.985	14.58

$\Sigma V_{cm} = 1259.46$ $\Sigma M_{cm} = 1283.20$

Calculo de los esfuerzos permisibles según la Formula de Lash

Usando las ec. (22), (23), (24), (25), (26), (27), (28), (29), (30) y (31) tenemos:

$$f_s = 1343 \left(1 + \frac{M_{cm}}{M_{cv} + I} \right) \leq 1800 \text{ kg/cm}^2$$

Se tomará $f_s = 1800 \text{ kg/cm}^2$

$f_s = 1800 \text{ kg/cm}^2$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$



$$E_c = 14000 \sqrt{f'c}$$

$$E_c = 14000 \sqrt{(250)} = 221359.44$$

$$E_c = \underline{221359.44} \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2039000}{221359.44} = 9$$

$$n = \underline{9}$$

$$f_c = 0.4 (f'c)$$

$$f_c = (0.40) (250) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{1800}{(9) (100)}} = 0.333$$

$$k = \underline{0.333}$$

$$j = 1 - \frac{0.333}{3} = 0.889$$

$$j = \underline{0.889}$$

$$R = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{1}{2} (100) (0.333) (0.889) = 14.80 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo del peralte efectivo

$$d = \sqrt{\frac{MD}{R b}} \quad \text{MD en kg-cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{128320.39}{(14.80) (100)}} = 9.31 = 9$$

$$h = d + r = 9 + 5 = 14 < 20 \text{ cm}$$

∴ Se dejará el peralte disponible



$$d = 20 - 5 = 15 \text{ cm}$$

$$d = \underline{15 \text{ cm}}$$

El calculo se considera mínimo por razones constructivas y de rigidez del conjunto

Calculo del área de acero necesaria

Utilizando la ec. (32)

$$A_s = \frac{MD}{f_s j d} \quad MD \text{ en kg-cm}$$

$$A_s = \frac{128320.39}{(1800) (0.889) (15)} = 5.35 \text{ cm}^2$$

Usando varillas del # 4c; $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$s_v = \frac{a_s b}{A_s} = \frac{(1.27) (100)}{5.35} = 23.74 \approx 24 \text{ cm}$$

∴ Se colocaran varillas del #4c @ 20 cm

Verificación del peralte por Cortante

$$V_p > V_T$$

$$V_D = \sum \text{Cargas} \dots \dots \dots (47)$$

Sustituyendo la ecuación (47) se tiene:

$$V_D = \underline{1259.46 \text{ kg-m}}$$

$$V_T = \frac{V_D}{b d} \dots \dots \dots (48)$$

Sustituyendo la ecuación (48) se tiene:

$$V_T = \frac{1259.46}{(100) (15)} = 0.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_T = 0.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_p = 0.253 \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots (49)$$

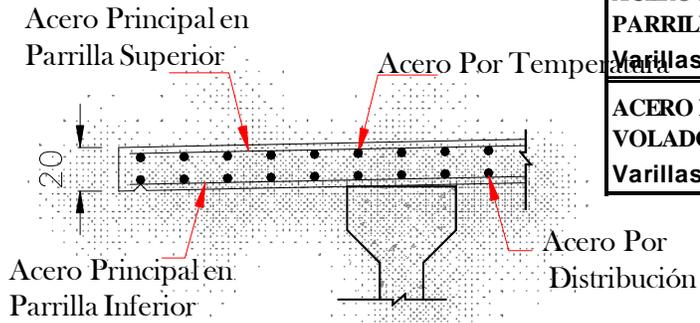
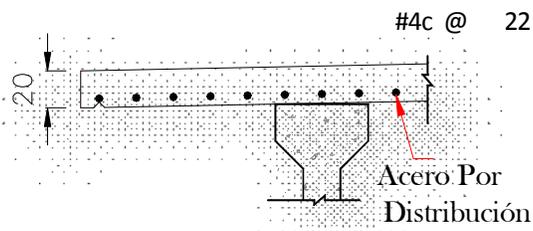
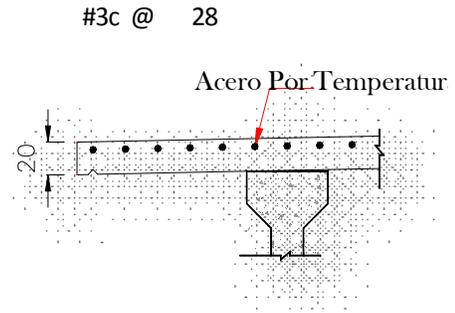
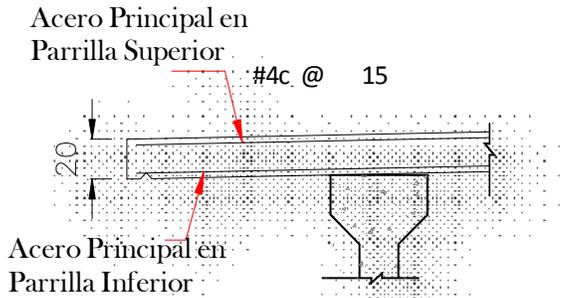
Sustituyendo la ecuación (49) se tiene:

$$V_p = 0.253 \sqrt{250} = 4.00 \text{ kg/cm}^2$$



$$V_p = 4.00 \text{ kg/cm}^2 > V_T = 0.84 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

Armado de la Losa



ACERO PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRANSITO EN PARRILLA SUPERIOR
Varillas del #4c @ 15 cm
ACERO PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRANSITO EN PARRILLA INFERIOR
Varillas del #4c @ 15 cm
ACERO POR DISTRIBUCION EN PARRILLA INF.
Varillas del #4c @ 22 cm
ACERO POR TEMPERATURA EN PARRILLA SUP.
Varillas del #3c @ 28 cm
ACERO PARA BASTONES EN VOLADO
Varillas del #4c @ 20 cm



3.2 Trabe

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCIÓN SIMPLE

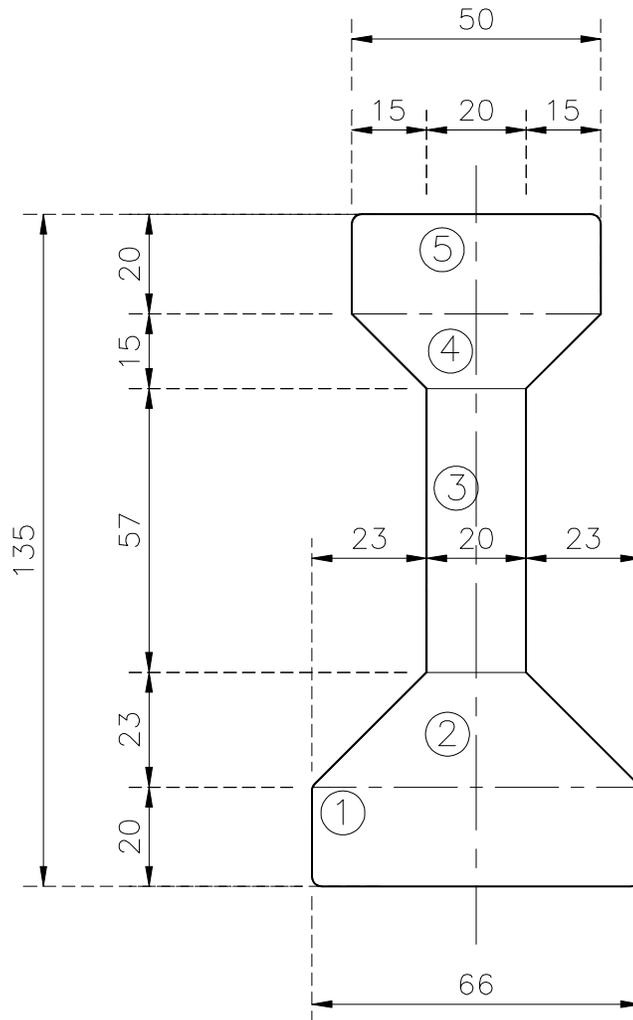


FIGURA NO. 31 REPRESENTACIÓN GRAFICA DE LA TRABE AASHTO TIPO IV EN SECCIÓN SIMPLE



TABLA 7.- DE CENTROS DE GRAVEDAD Y MOMENTOS DE INERCIA EN FIG. SIMPLES

Rectángulo	Centro de Gravedad	Momento de Inercia (I_x')	Área
	$\frac{h}{2}$	$\frac{b h^3}{12}$	$b \cdot h$
Triángulo 	$\frac{h}{3}$	$\frac{b h^3}{36}$	$\frac{b \cdot h}{2}$
Trapezio 	$\frac{h(2B + b)}{3(B+b)}$ $\frac{h(B+2b)}{3(B+b)}$		$\frac{h(B+b)}{2}$



NOMENCLATURA PARA LA TRABE

A =	Área de la trabe, cm^2
$a_{s\emptyset}$ =	Área de acero del torón en, cm^2
a =	Ancho del patín superior
$a_{\text{asf.}}$ =	Ancho de la carpeta asfáltica
a_c =	Ancho del carril
a_g =	Ancho de la guarnición
b =	Ancho de diseño equivalente a un metro.
b_T =	Peralte de la trabe
C =	Relación de resistencia a la compresión de los concretos para homogenizar la sección.
CL_T =	Claro total de la trabe
d =	Ancho del patín inferior
e =	Excentricidad
$e_{\text{Diafragma}}$	Espesor del diafragma
$e_{\text{Diseño}}$ =	Espesor de diseño de la carpeta asfáltica equivalente a 0.12 m
e_{Losa} =	Espesor de la Losa
f'_c =	Resistencia específica del concreto a compresión (kg/cm^2)
f_i =	Fibra inferior
f_s =	Fibra Superior
F_s =	Esfuerzo del pretensado
$f's$ =	Acero de presfuerzo de L.R = $19000 \text{ kg}/\text{cm}^2$
γ_c =	Peso volumétrico del concreto en, kg/cm^2
$\gamma_{\text{asf.}}$ =	Peso volumétrico del asfalto en, kg/cm^2
I =	Impacto ≤ 0.30
I_{xx} =	Momento de inercia con respecto a la base de la trabe
$I_{c.g}$ =	Momento de inercia en el centro de gravedad
L =	Longitud de la trabe medida a ejes de apoyo
L' =	Separación entre traveses - ancho del patín inferior
M_{cm} =	Momento de la carga muerta
No.C=	Número de Carriles
No. $_T$ =	Número de traveses
No. \emptyset =	Número de torones
P =	Presfuerzo
$P_{\text{asf.}}$ =	Peso de la carpeta asfáltica
P_{pL} =	Peso propio de la losa
P_D =	Peso del diafragma
P_{PG} =	Peso propio del parapeto y guarnición



NOMENCLATURA PARA LA TRABE

- Pp_T = Peso propio de la trabe en, Ton/m
 S = Separación entre traves a ejes
 S_i = Modulo de sección inferior en la trabe
 S_s = Modulo de sección superior en la trabe
 V_{cm} = Cortante por carga viva
 Y_i = Centro de gravedad de la trabe en sección simple, cm
 \checkmark = Centro de gravedad del presfuerzo de los torones
 W = Peso propio en, Ton/m



Para el cálculo de la trabe AASHTO tipo IV se consideran los siguientes datos:

$$L = 30.00 \text{ m}$$

$$CL_T = 30.60 \text{ m}$$

$$a_{\text{Total}} = 8.00 \text{ m}$$

$$\text{No.}_T = 5$$

$$S = 1.50 \text{ m}$$

$$b_T = 1.35 \text{ m}$$

$$f'c_{\text{LOSA}} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c_{\text{TRABE}} = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_{\text{Losa}} = 0.20 \text{ m}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{\text{asf.}} = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 0.50 \text{ m}$$

$$d = 0.66 \text{ m}$$

$$e_{\text{Diafragma}} = 0.30 \text{ m}$$

$$e_{\text{Diseño}} = 0.12 \text{ m}$$

$$a_{\text{asf.}} = 6.98 \text{ m}$$

$$a_g = 0.51 \text{ m}$$

$$f's = 19000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$



De acuerdo con la Fig. 31 donde se muestra el seccionamiento de la trabe a seguir tenemos que:

ZONA	ÁREA (cm ²)	y (cm)	A y (cm ³)	A y ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
1	66 x 20 = 1320	10	13200.00	(1320) (10) ² = 132000	(66)(20) ³ /12 = 44000
2	((66+20)/2)*23 = 989	((23*(66+2*20))/(3*(66+20))) 29.45	29126.05	(989) (29) ² = 857762.17	(2*(23*23 ³)/36)+(20*23 ³)/12 = 35825.06
3	(20*57)= 1140	((1/2)*57)+20+23 = 71.5	81510.00	(1140)*(71.5) ² = 5827965	(20*57 ³)/12 = 308655
4	((50+20)/2)*15 = 525	((15*(2*50+20))/(3*(50+20)))+(20+23+57) 108.57	56999.25	(525) (109) ² = 6188408.57	(2*(15*13 ³)/36)+(20*15 ³)/12 = 8437.5
5	(50*20)= 1000	(20/2)+20+23+57+15 125	125000.00	(1000*125 ²)= 15625000	(50*20 ³)/12 = 33333.33
Σ =	4974	344.52	305835.30	28631135.74	430250.89

Calculo del centro de gravedad de la trabe (Yi) en la sección simple

$$Y_i = \frac{\sum Ay}{\sum A} \quad \dots \quad (50)$$

Sustituyendo la ec. (50) tenemos que:

$$Y_i = \frac{305835.30}{4974} = 61.49 \text{ cm}$$

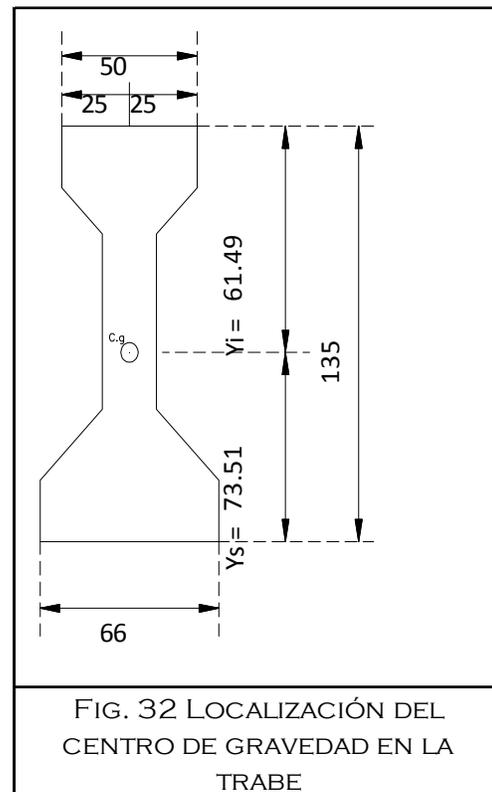
$$Y_i = \underline{61.49} \text{ cm}$$

$$Y_s = b_T - Y_i \quad \dots \quad (51)$$

Sustituyendo la ec. (51) tenemos que:

$$Y_s = 135 - 61.49 = 73.51 \text{ cm}$$

$$Y_s = \underline{73.51} \text{ cm}$$





Calculo del Momento de inercia (I_{xx}) con respecto a la base de la trabe

$$I_{xx} = \sum Ay^2 + \sum I_0 \quad (52)$$

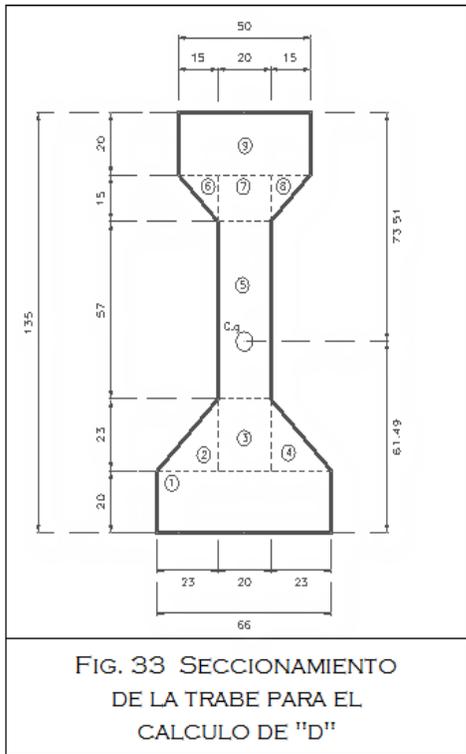
Sustituyendo la ec. (52) tenemos que:

$$I_{xx} = 28631135.74 + 430250.89 = 29061386.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} = \underline{\underline{29061386.63 \text{ cm}^4}}$$

Calculo del momento de inercia en el centro de gravedad ($I_{c.g}$) por el Método de los ejes paralelos

$$I_{c.g} = (I_{xx1} + A_1d_1^2) + (I_{xx2} + A_2d_2^2) + (I_{xx3} + A_3d_3^2) + (I_{xx4} + A_4d_4^2) + (I_{xx5} + A_5d_5^2) + (I_{xx6} + A_6d_6^2) + (I_{xx7} + A_7d_7^2) + (I_{xx8} + A_8d_8^2) + (I_{xx9} + A_9d_9^2) \quad (53)$$



Calculo de "d"

$$d_1 = Y_i - h/2 = (61.49) - (20/2) = 51.49 \text{ cm}$$

$$d_2 = Y_i - (20 + (h/3)) = 61.49 - (20 + (23/3)) = 33.82 \text{ cm}$$

$$d_3 = Y_i - (20 + (h/2)) = 61.49 - (20 + (23/2)) = 29.99 \text{ cm}$$

$$d_4 = Y_i - (20 + (h/3)) = 61.49 - (20 + (23/3)) = 33.82 \text{ cm}$$

$$d_5 = h/2 - (Y_i - 20 - 23) = (57/2) - (61.49 - 20 - 23) = 10.01 \text{ cm}$$

$$d_6 = Y_s - (2/3 * h) - 20 = 73.51 - 20 - (15/3) = 48.51 \text{ cm}$$

$$d_7 = Y_s - 20 - (h/2) = 73.51 - 20 - (15/2) = 46.01 \text{ cm}$$

$$d_8 = Y_s - (2/3 * h) - 20 = 73.51 - 20 - (15/3) = 48.51 \text{ cm}$$

$$d_9 = Y_s - (h/2) = 73.51 - (20/2) = 63.51 \text{ cm}$$



Calculo de I.c.g

$$\begin{aligned} 1 & \quad 44000 + (1320) (51.49)^2 = 3543610.53 \text{ cm}^4 \\ 2 & \quad 7773.36 + (265) (33.82)^2 = 310306.45 \text{ cm}^4 \\ 3 & \quad 20278.33 + (460) (29.99)^2 = 434002.376 \text{ cm}^4 \\ 4 & \quad 7773.36 + (265) (33.82)^2 = 310306.45 \text{ cm}^4 \\ 5 & \quad 308655 + (1140) (10.01)^2 = 422883.114 \text{ cm}^4 \\ 6 & \quad 1406.25 + (113) (48.51)^2 = 266143.511 \text{ cm}^4 \\ 7 & \quad 5625 + (300) (46.01)^2 = 640701.03 \text{ cm}^4 \\ 8 & \quad 1406.25 + (113) (48.51)^2 = 266143.511 \text{ cm}^4 \\ 9 & \quad 33333.33 + (1000) (63.51)^2 = 4066853.43 \text{ cm}^4 \\ & \quad \Sigma = 10260950.4 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$I.c.g = \underline{10260950.4 \text{ cm}^4}$$

Calculo de los modulos de sección en sección simple

$$S_s = \frac{I.c.g}{Y_s} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (54)$$

Sustituyendo la ec. (54) tenemos que:

$$S_s = \frac{10260950.4}{73.51} = 139585.78 \text{ cm}^3$$

$$S_s = \underline{139585.78 \text{ cm}^3}$$

$$S_i = \frac{I.c.g}{Y_i} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (55)$$



Sustituyendo la ec. (55) tenemos que:

$$S_i = \frac{10260950.4}{61.49} = 166871.86 \text{ cm}^3$$

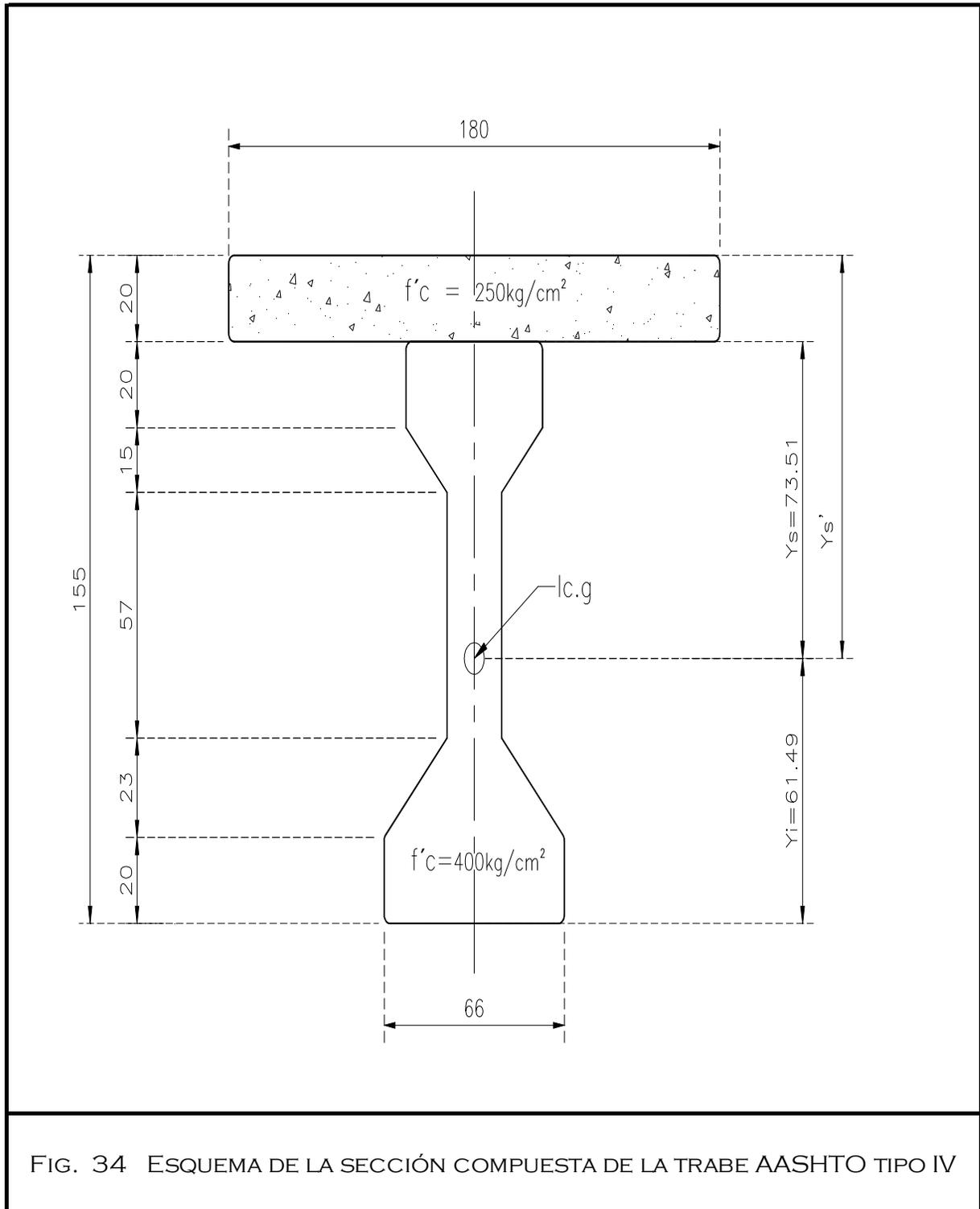
$$S_i = \underline{166871.86} \text{ cm}^3$$

Resumen de la sección simple

$A = 4974 \text{ cm}^2 = 0.4974 \text{ m}^2$	$Y_i = 61.49 \text{ cm} = 0.6149 \text{ m}$
$I_{c.g.} = 10260950.4 \text{ cm}^4 = 0.1026 \text{ m}^4$	$Y_s = 73.51 \text{ cm} = 0.7351 \text{ m}$
$S_i = 166871.86 \text{ cm}^3 = 0.1669 \text{ m}^3$	
$S_s = 139585.78 \text{ cm}^3 = 0.1396 \text{ m}^3$	



A continuación obtenemos las propiedades geométricas de la sección compuesta





$$C = \sqrt{\frac{f'c \text{ Losa}}{f'c \text{ Trabe}}} \dots \dots \dots (56)$$

Sustituyendo la ec. (56) tenemos que:

$$C = \sqrt{\frac{250}{400}} = 0.791$$

$$C = 0.791$$

$$I_{0LOSA} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(180)(20)^3}{12} = 120000 * 0.791 = \underline{94920} \text{ cm}^4$$

Zona	Área cm ²	Y (cm)	Ay (cm ²)	Ay ² (cm ⁴)	I ₀ cm ⁴
Losa	20*180*0.791 2847.6	10+135 145	412902	59870790	94920
Trabe	4974	61.49	305851.26	28631135.74	430250.89

$$\Sigma = 7821.6 \quad 718753.26 \quad 88501925.74 \quad 525170.89$$

Calculo de los centro de gravedad de la trabe (Yi) en sección compuesta

Utilizando la ec. (50)

$$Y_i = \frac{\Sigma Ay}{\Sigma A} = \frac{718753.26}{7821.6} = 91.89 \text{ cm}$$

$$Y_i = \underline{91.89 \text{ cm}}$$

Usando la ec. (51) tenemos que:

$$Y_s = b_T - Y_i = 135 - 91.89 = 43.11 \text{ cm}$$

$$Y_s = \underline{43.11 \text{ cm}}$$

$$Y_s' = (b_T + e_{Losa}) - Y_i \dots \dots \dots (57)$$

Sustituyendo la ec. (57) tenemos que:

$$Y_s' = (135 + 20) - 91.89 = 63.11 \text{ cm}$$

$$Y_s': \underline{63.11 \text{ cm}}$$



Calculo del Momento de Inercia I_{xx} con respecto a la base de la trabe

Usando la ec. (52) tenemos:

$$I_{xx} : \Sigma = 88501925.7 + 525170.89 = 89027096.6 \text{ cm}^4$$

Calculo del Momento de inercia en el centro de gravedad por el Método de los ejes Paralelos (ec.52)

$$I_{c.g.} : (I_{xx1} + A_1d_1^2) + (I_{xx2} + A_2d_2^2) + (I_{xx3} + A_3d_3^2) + (I_{xx4} + A_4d_4^2) + (I_{xx5} + A_5d_5^2) + (I_{xx6} + A_6d_6^2) + (I_{xx7} + A_7d_7^2) + (I_{xx8} + A_8d_8^2) + (I_{xx9} + A_9d_9^2) + (I_{xx10} + A_{10}d_{10}^2)$$

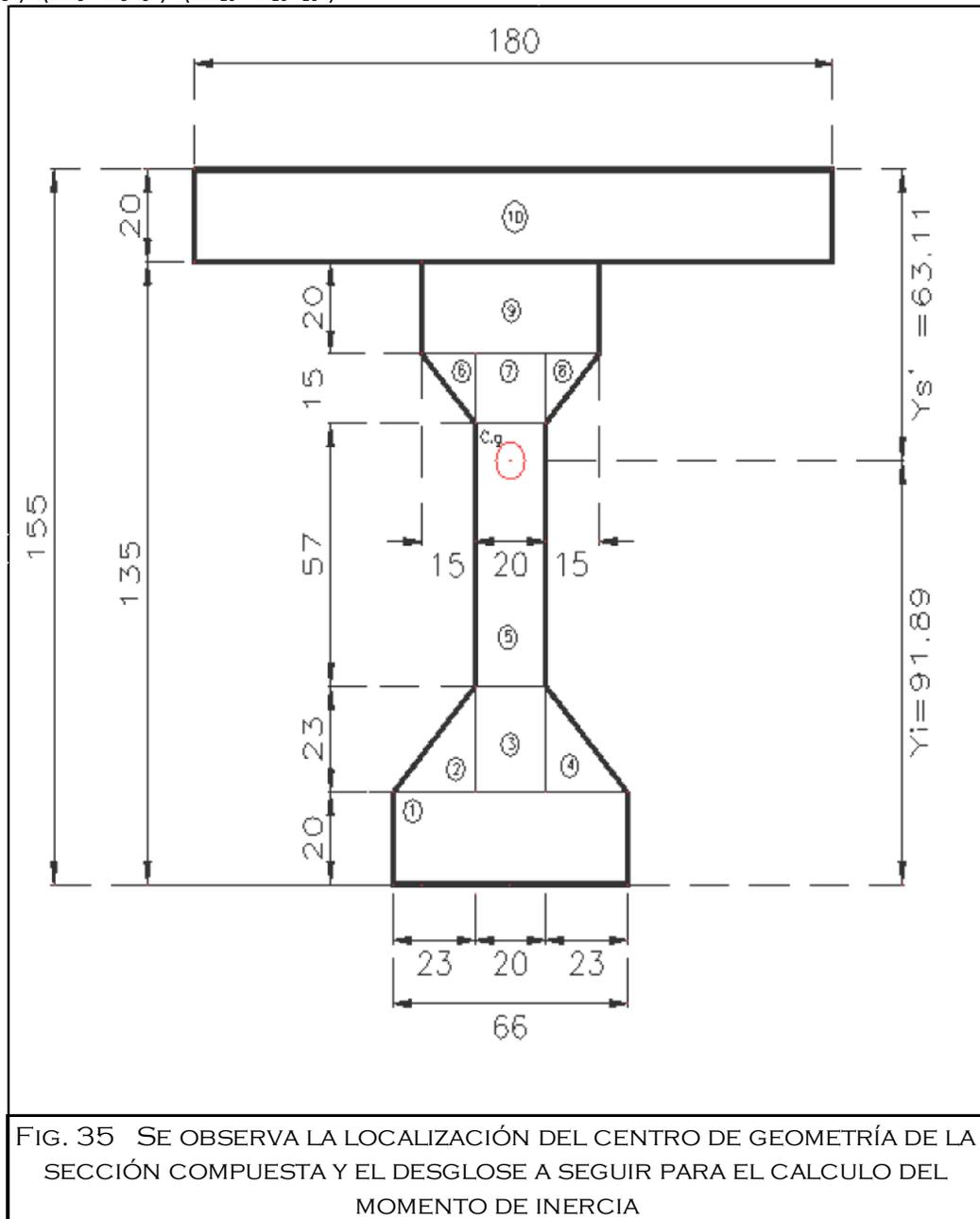


FIG. 35 SE OBSERVA LA LOCALIZACIÓN DEL CENTRO DE GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN COMPUESTA Y EL DESGLOSE A SEGUIR PARA EL CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA



Con forme al desglosamiento propuesto en la fig. 35 se obtiene el siguiente cuadro para el calculo del momento de inercia de la sección compuesta

No.	FIGURA	FORMULA (Ixx)	Ixx (cm ⁴)	A (cm ²)	d ² (cm ²)	I ₀ =Ixx + Ad ² (cm ⁴)
1		$\frac{bh^3}{12}$	44000	1320	$(Y_i - (h/2))^2 =$ 6705.97	8895880.4
2		$\frac{bh^3}{36}$	7773.36	264.5	$(Y_i - 20 - (h/3))^2 =$ 4124.2084	1098626.482
3		$\frac{bh^3}{12}$	20278.33	460	$(Y_i - 20 - (h/2))^2 =$ 3646.95	1697875.33
4		$\frac{bh^3}{36}$	7773.36	264.5	$(Y_i - 20 - (h/3))^2 =$ 4124.2084	1098626.482
5		$\frac{bh^3}{12}$	308655	1140	$(Y_i - (h/2))^2 =$ 4018.29	4889505.6
6		$\frac{bh^3}{36}$	1406.25	112.5	$(Y_s - 20 - 20 - (h/3))^2 =$ 327.97	38302.875
7		$\frac{bh^3}{12}$	5625	300	$(Y_s - 20 - 20 - (h/2))^2 =$ 243.67	78726
8		$\frac{bh^3}{36}$	1406.25	112.5	$(Y_s - 20 - 20 - (h/3))^2 =$ 327.97	38302.875
9		$\frac{bh^3}{12}$	33333.33	1000	$(Y_s - 20 - (h/2))^2 =$ 1096.27	1129603.33
10		$\frac{bh^3}{12}$	120000	3600	$(Y_s - (h/2))^2 =$ 2820.67	10274412
$\Sigma =$						29239861.37

$$I_{c.g} = \underline{29239861.4 \text{ cm}^4}$$



Calculo de los Modulos de sección Compuesta

Usando las ec. (54) y (55) respectivamente tenemos:

$$S_s = \frac{I_{c.g}}{Y_s} = \frac{29239861.37}{43.11} = 678261.69 \text{ cm}^3$$

$$S_s = \underline{678261.69} \text{ cm}^3$$

$$S_i = \frac{I_{c.g}}{Y_i} = \frac{29239861.37}{91.89} = 318205.04 \text{ cm}^3$$

$$S_i = \underline{318205.04} \text{ cm}^3$$

$$S_s' = \frac{I_{c.g}}{Y_s'} \dots \dots \dots (58)$$

Sustituyendo la ec. (58) tenemos que:

$$S_s' = \frac{29239861.4}{63.11} = 463315.82 \text{ cm}^3$$

$$S_s' = \underline{463315.82} \text{ cm}^3$$

Resumen:	
$Y_i = 91.89 \text{ cm}$	$I_{xx} = 525170.89 \text{ cm}^4$
$Y_s = 43.11 \text{ cm}$	$I_{c.g} = 29239861.4 \text{ cm}^4$
$Y_s' = 63.11 \text{ cm}$	$S_s = 678261.69 \text{ cm}^3$
$S_i = 318205.04 \text{ cm}^3$	$S_s' = 463315.82 \text{ cm}^3$



Calculo de los elemento Mécánicos de las diferente etapas.

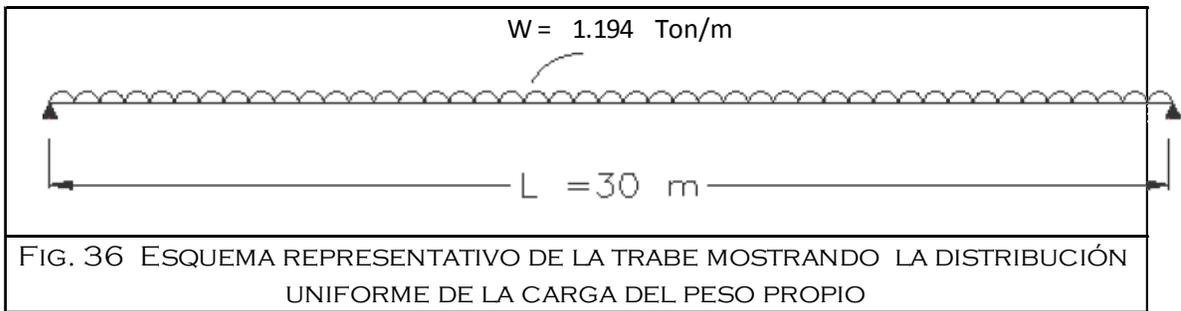
ETAPA 1.- PESO PROPIO DE LA TRABE (P_{pT})

$$P_{pT} = A * b * \gamma_c = \dots \dots \dots (59)$$

Sustituyendo la ec. (59) tenemos que:

$$P_{pT} = (0.4974) (1.0) (2.4) = 1.194 \text{ Ton/m}$$

$$P_{pT} = \mathbf{1.194 \text{ Ton/m}}$$



$$W_{cm} = \frac{W L^2}{8} \dots \dots \dots (60)$$

Sustituyendo la ec. (60) tenemos que:

$$W_{cm} = \frac{(1.194) (30)^2}{8} = 134.33 \text{ Ton/m}$$

$$W_{cm} = \mathbf{134.33 \text{ Ton/m}}$$

$$V_{cm} = \frac{WL}{2} \dots \dots \dots (61)$$

Sustituyendo la ec. (61) tenemos que:

$$V_{cm} = \frac{(1.194) (30)}{2} = 17.91 \text{ Ton}$$

$$V_{cm} = \mathbf{17.91 \text{ Ton}}$$



ETAPA 2.- PESO PROPIO DE LA LOSA Y EL DIAFRAGMA

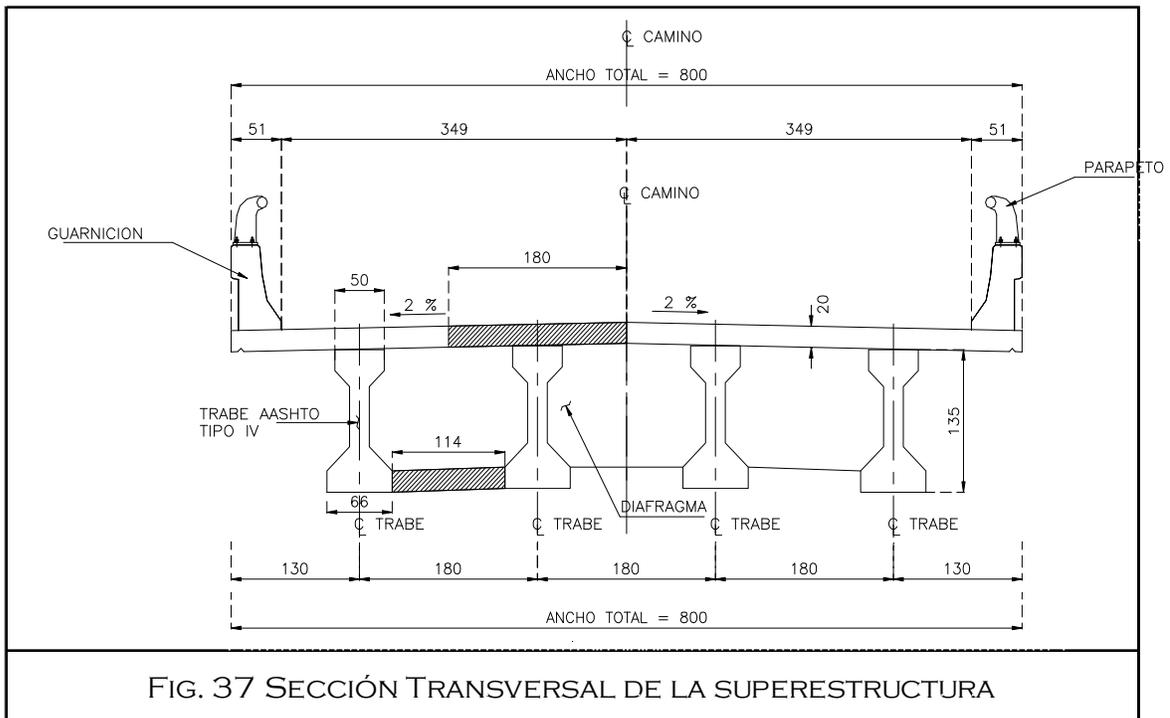


FIG. 37 SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA

1.- Peso propio de la Losa (P_{pL})

$$P_{pL} = (e_{Losa}) (S) (b) (\gamma_c) \dots \dots \dots (62)$$

Sustituyendo la ec. (62) tenemos que:

$$P_{pL} = (0.20) (1.50) (1.00) (2.40) = 0.72 \text{ Ton/ml}$$

$$P_{pL} = \underline{0.72} \text{ Ton/ml}$$

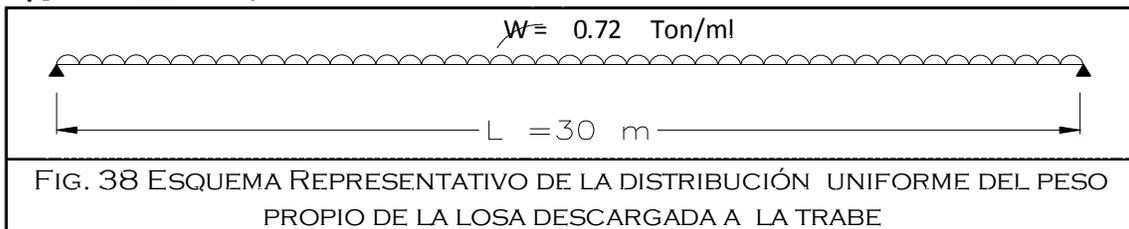


FIG. 38 ESQUEMA REPRESENTATIVO DE LA DISTRIBUCIÓN UNIFORME DEL PESO PROPIO DE LA LOSA DESCARGADA A LA TRABE

Utilizando la ec.(60) y (61) respectivamente

$$W_{cm} = \frac{W L^2}{8} = \frac{(0.720) (30)^2}{8} = 81 \text{ Ton/m}$$

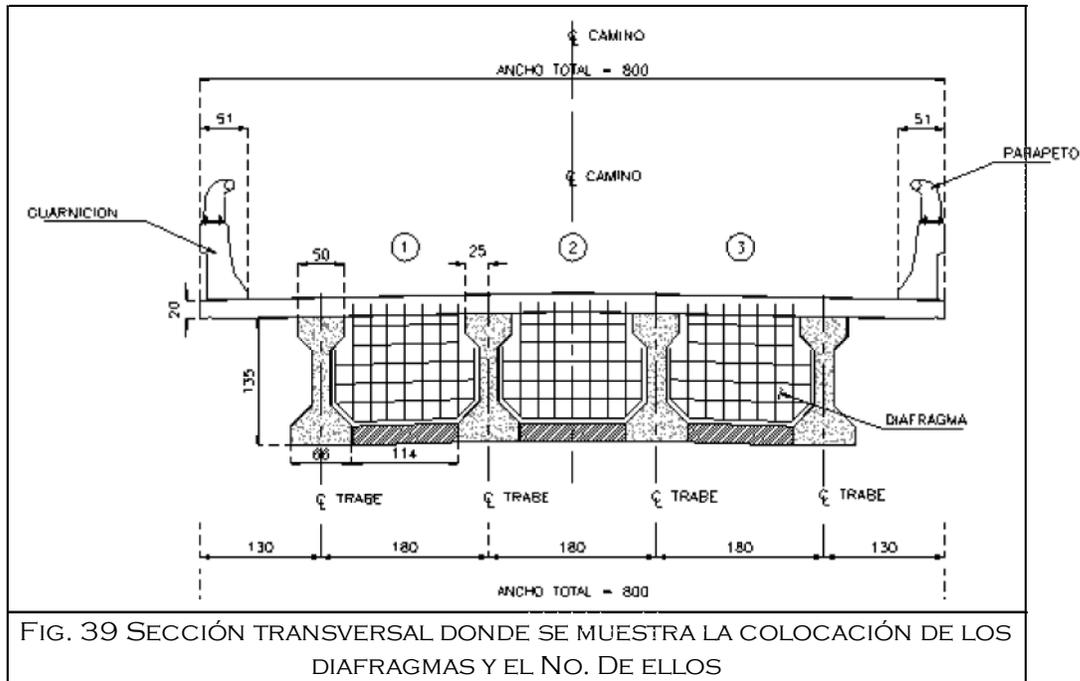


$$W_{cm} = 81 \text{ Ton/m}$$

$$V_{cm} = \frac{WL}{2} = \frac{(0.720)(30)}{2} = 10.8 \text{ Ton}$$

$$V_{cm} = 10.8 \text{ Ton}$$

Calculo del peso del diafragma (P_D)



$$P_D = \frac{((b_T * S) - A - (e_{Losa} * L')) * e_{Diafragma} * \gamma_c * \# \text{ de esp. Entre traves}}{\text{No.T}} \quad (63)$$

$$L' = S - d \quad (64)$$

Sustituyendo la ec. (64) tenemos que:

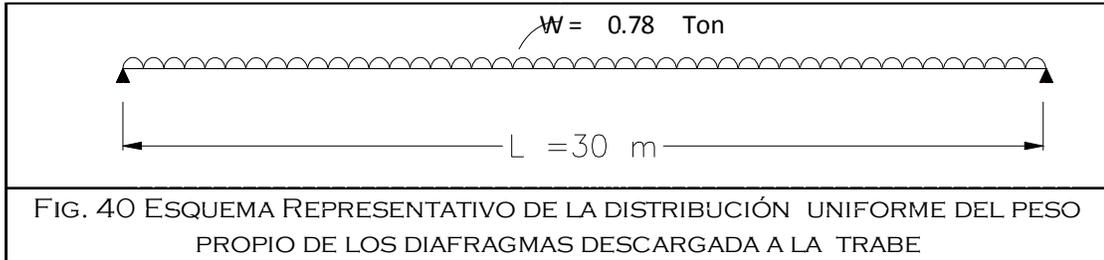
$$L' = (1.50) - (0.66) = 0.84 \text{ m}$$

Sustituyendo la ec. (63) tenemos que:

$$P_D = \frac{[((1.35)(1.50)) - (0.4974) - ((0.2)(0.84))] * (0.30)(2.40)}{5} \quad (4)$$



$$P_D = \underline{0.78} \text{ Ton}$$



$$W_{cm} = \frac{W L}{4} \dots \dots \dots (65)$$

Sustituyendo la ec. (65) tenemos que:

$$W_{cm} = \frac{(0.780) (30)}{4} = 5.85 \text{ Ton/m}$$

$$W_{cm} = \underline{5.85} \text{ Ton/m}$$

$$V_{cm} = \frac{W}{2} \dots \dots \dots (66)$$

Sustituyendo la ec. (66) tenemos que:

$$V_{cm} = \frac{(0.780)}{2} = 0.39 \text{ Ton}$$

$$V_{cm} = \underline{0.39} \text{ Ton}$$

$$M_{cm} \text{ Total} = (M_{cm} P_{pL}) + (M_{cm} P_{\text{Diafragma}}) \dots \dots \dots (67)$$

Sustituyendo la ec. (67) tenemos que:

$$M_{cm} \text{ Total} = 81.00 + 5.85 = 86.85 \text{ Ton/m}$$

$$M_{cm} \text{ Total} = \underline{86.85} \text{ Ton/m}$$

$$V_{cm} \text{ Total} = (V_{cm} P_{pL}) + (V_{cm} P_{\text{Diafragma}}) \dots \dots \dots (68)$$

Sustituyendo la ec. (68) tenemos que:

$$V_{cm} \text{ Total} = 10.80 + 0.39 = 11.19 \text{ Ton}$$

$$V_{cm} \text{ Total} = \underline{11.19} \text{ Ton}$$



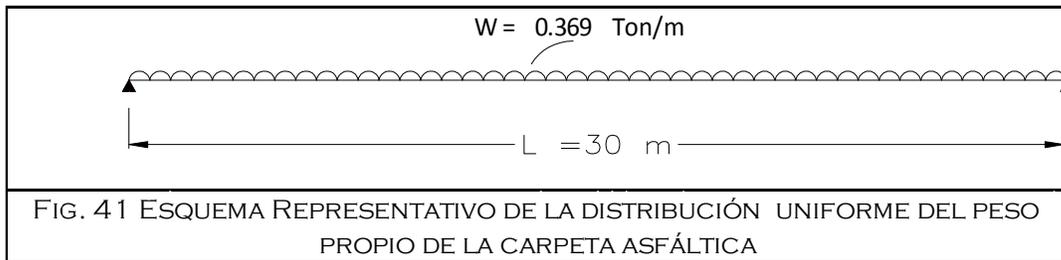
ETAPA 3.- PESO DE LA CARPETA ASFÁLTICA

$$P_{\text{asf.}} = \frac{e_{\text{Diseño}} * a_{\text{asf.}} * b * \gamma_{\text{asf.}}}{\text{No. } \tau} \dots \dots \dots (69)$$

Sustituyendo la ec. (69) tenemos que:

$$P_{\text{asf.}} = \frac{(0.12) (6.98) (1.00) (2.20)}{5} = 0.369 \text{ Ton/m}$$

$$P_{\text{asf.}} = \underline{0.369} \text{ Ton/m}$$



$$W_{\text{cm}} = \frac{W L^2}{8} = \frac{(0.369) (30)^2}{8} = 41.51 \text{ Ton/m}$$

$$W_{\text{cm}} = \underline{41.51} \text{ Ton/m}$$

$$V_{\text{cm}} = \frac{W L}{2} = \frac{(0.369) (30)}{2} = 5.535 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{cm}} = \underline{5.535} \text{ Ton}$$



ETAPA 4.- PESO PROPIO DEL PARAPETO Y GUARNICIÓN

- 1.- Peso de la defensa de lamina $12 \text{ kg/m} = 0.012 \text{ Ton/m}$
- 2.- Peso de la pilastra $= \frac{35 \text{ kg/m}}{2} = 17.50 \text{ kg/m} = 0.0175 \text{ Ton/m}$
- 3.- Peso de la guarnición $(0.24 \text{ m}^3/\text{m}) * 2.40 = 0.576 \text{ Ton/m}$
- 4.- Parapeto de acero
 - Tubo de acero galvanizado 8.89 $14.8 \text{ kg/m} = 0.0148 \text{ Ton/m}$
 - Tubo de acero galvanizado 7.6 ϕ (3") $4.6 \text{ kg/m} = 0.0046 \text{ Ton/m}$

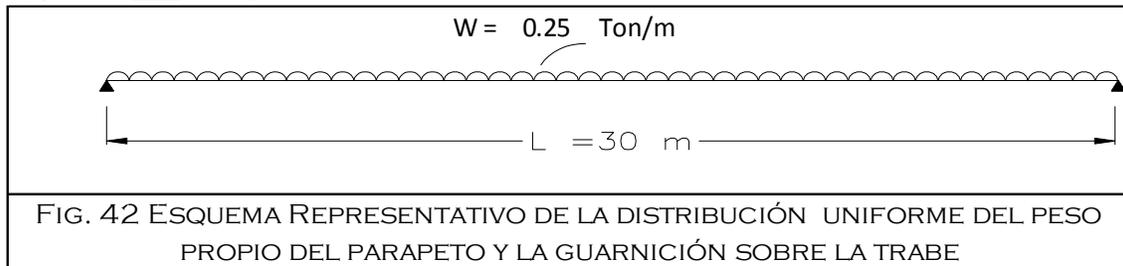
Como son 2 parapetos uno por cada lado se multiplica por 2

$$\Sigma \text{ Total} = (0.012 + 0.0175 + 0.576 + 0.0148 + 0.0046) * 2 = 1.2498 \text{ Ton/m}$$

$$P_{PG} = 1.2498 \text{ Ton/m} \quad \text{Si tenemos 5 Trabes}$$

$$P_{PG} = \frac{1.2498}{5} = 0.25 \text{ Ton/m}$$

$$P_{PG} = \mathbf{0.25 \text{ Ton/m}}$$



Utilizando la ec.(60) y (61) respectivamente

$$W_{cm} = \frac{WL^2}{8} = \frac{(0.250)(30)^2}{8} = 28.13 \text{ Ton/m}$$

$$W_{cm} = \mathbf{28.13 \text{ Ton/m}}$$

$$V_{cm} = \frac{WL}{2} = \frac{(0.250)(30)}{2} = 3.75 \text{ Ton}$$

$$V_{cm} = \mathbf{3.75 \text{ Ton}}$$



ETAPA 5.- CALCULO DEL PESO PROPIO DEL CAMIÓN HS-20

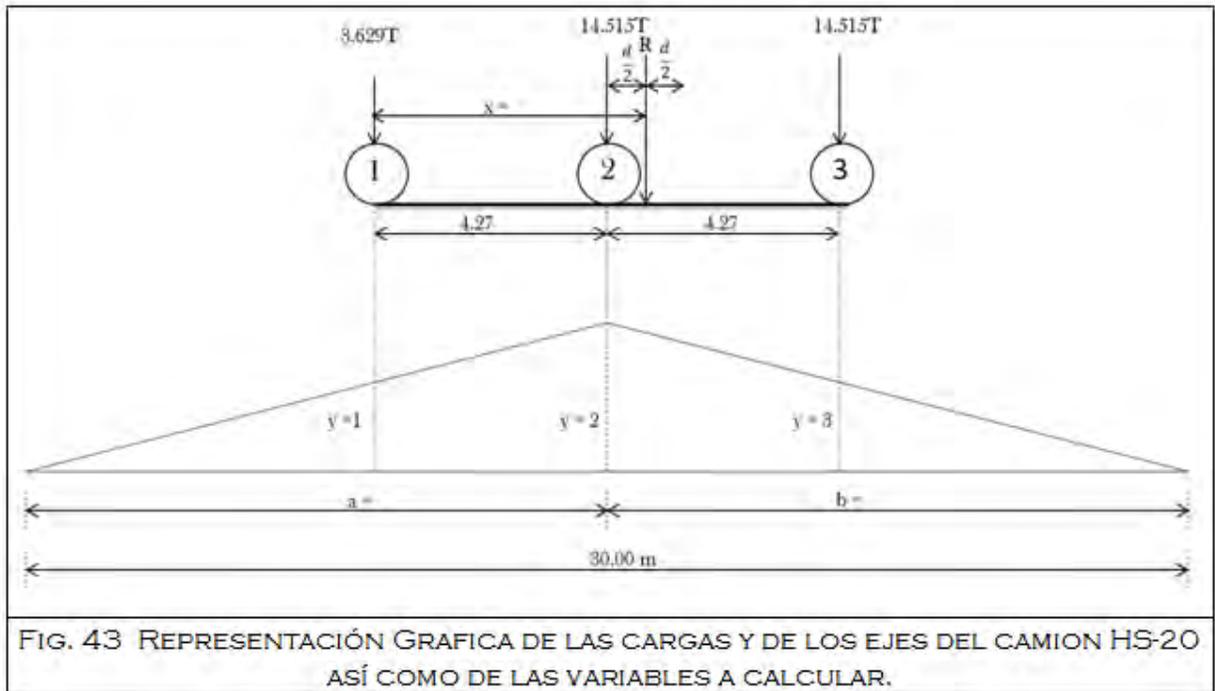


FIG. 43 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LAS CARGAS Y DE LOS EJES DEL CAMIÓN HS-20 ASÍ COMO DE LAS VARIABLES A CALCULAR.

Calculo de la distancia (x) a "R" a partir del eje 1

$$M = (P \text{ CAMIÓN}) (X) \quad (70)$$

$$P \text{ CAMIÓN} = 32.7 \text{ Ton}$$

Sustituyendo la ec. (70) tenemos que:

$$M = (3.629 * 0) + (14.515 * 4.27) + (14.515 * 8.54) =$$

$$185.94 = 32.7 \quad x$$

Despejando "x" tenemos que:

$$x = \frac{185.94}{32.7} = 5.69 \text{ m}$$

$$x = \underline{5.69} \text{ m}$$



Calculo de "d"

$$d = x - (4.27) \dots \dots \dots (71)$$

Sustituyendo la ec. (71) tenemos que:

$$d = 5.69 - 4.27 = 1.42 \text{ m}$$

$$d = \frac{1.42}{2} = 0.71 \text{ m}$$

$$d = \underline{0.71} \text{ m}$$

Calculo de "a" y "b"

$$a = 1/2 L - d \dots \dots \dots (72)$$

$$b = 1/2 L + d \dots \dots \dots (73)$$

Sustituyendo la ec. (72) y (73) tenemos que:

$$a = \left(\frac{1}{2} (30) \right) - (0.71) = \underline{14.29} \text{ m}$$

$$b = \left(\frac{1}{2} (30) \right) + (0.71) = \underline{15.71} \text{ m}$$

Calculo del Momento por carga viva (Mcv)

$$Mcv = (y_1 * E_1) + (y_2 * E_2) + (y_3 * E_3) \dots \dots \dots (74)$$

E_n = Peso de la rueda sobre el eje de la misma (n = 1,2,3,4,5,6,7,8,9)

Para obtener el valor de " y_n " es necesario calcular el valos de " d_n "

$$d_1 = 14.29 - (4.27) = 10.02$$

$$d_2 = 14.29$$

$$d_3 = 15.71 - (4.27) = 11.44$$



Calculo de la Ordenada y

$$y_2 = \frac{14.29 * 15.71}{(30)} = \mathbf{7.48}$$

$$y_1 = \frac{y_2}{a} * d_1 = \frac{7.48}{14.29} * 10.02 = \mathbf{5.24}$$

$$y_3 = \frac{y_2}{b} * d_3 = \frac{7.48}{15.71} * 11.44 = \mathbf{5.45}$$

Una vez obtenidos los valores de la ordenada sustituimos en la ecuación (74)

$$Mcv = (y_1 * E_1) + (y_2 * E_2) + (y_3 * E_3)$$

$$Mcv = ((5.24) (3.629)) + (7.48) (14.515) + (5.45) (14.515)$$

$$Mcv = \mathbf{206.69 \text{ Ton-m/carril}}$$

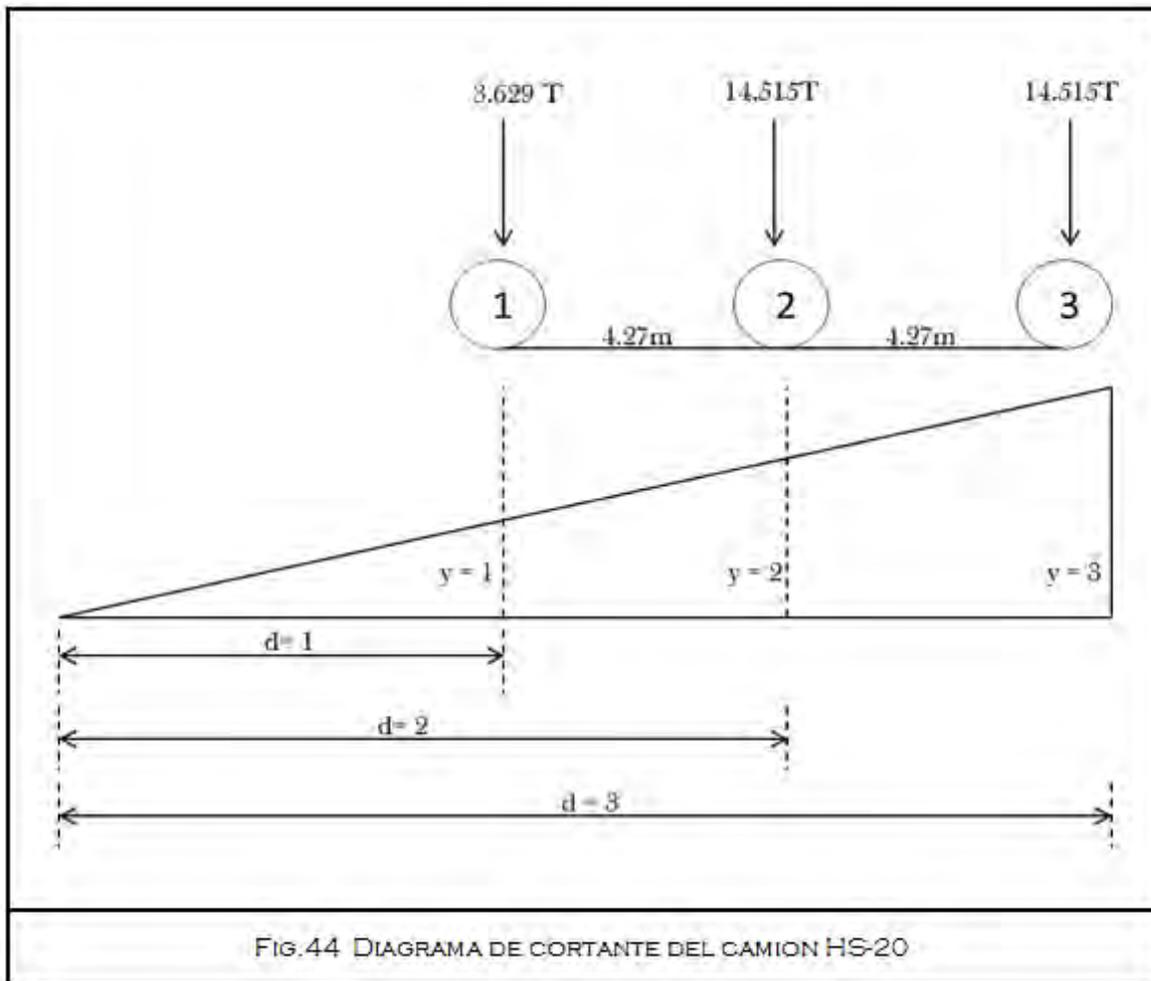


Calculo del cortante por carga viva (Vcv)

$$V_{cv} = (y_1 * E_1) + (y_2 * E_2) + (y_3 * E_3) \quad \dots \dots \dots (75)$$

E_n = Peso de la rueda sobre el eje de la misma (n = 1,2,3,4,5,6,7,8,9)

Para obtener el valor de " y_n " es necesario calcular el valor de " d_n "



Calculo de la distancias d

$$d_1 = L - \text{Longitud total del camión} \quad \dots \dots \dots (76)$$

Sustituyendo la ec. (76) tenemos que:



$$\text{Longitud total del camión } 4.27 + 4.27 = 8.54 \text{ m}$$

$$d_1 = 30 - 8.54 = 21.46 \text{ m}$$

$$d_2 = d_1 + 4.27 = 21.46 + 4.27 = 25.73 \text{ m}$$

$$d_3 = d_2 + 4.27 = 25.73 + 4.27 = 30.00 \text{ m}$$

Calculo de las ordenadas (y)

$$y_3 = 1$$

$$y_1 = \frac{y_3}{L} * d_1 = \frac{1}{30} * 21.46 = \underline{\underline{0.72}}$$

$$y_2 = \frac{y_3}{L} * d_2 = \frac{1.00}{30} * 25.73 = \underline{\underline{0.86}}$$

$$y_3 = \frac{y_3}{L} * d_3 = \frac{1.00}{30} * 30.00 = \underline{\underline{1.00}}$$

Una vez obtenidos los valores de la ordenada se prosigue a la sustitución de la ec. (75)

$$V_{cv} = (y_1 * E_1) + (y_2 * E_2) + (y_3 * E_3)$$

$$V_{cv} = ((0.72) (3.296)) + ((0.86) (14.515)) + ((1.00) (14.515))$$

$$V_{cv} = \underline{\underline{29.371 \text{ Ton/carril}}}$$

Calculo del Impacto

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 0.30 \quad (76)$$

Sustituyendo la ec. (76) tenemos que:

$$I = \frac{15.24}{30 + 38.10} = 0.22 < 0.30$$

$$I = \underline{\underline{0.22}}$$



Calculo del Factor de concentración por medio de la fórmula de Courbon

$$f_c = \frac{1}{N_{o.T}} \left(1 + 6 \frac{1}{N_{o.T} + 1} * \frac{e}{S} \right) \dots \dots \dots (77)$$

f_c = Factor de concentración de Courbon

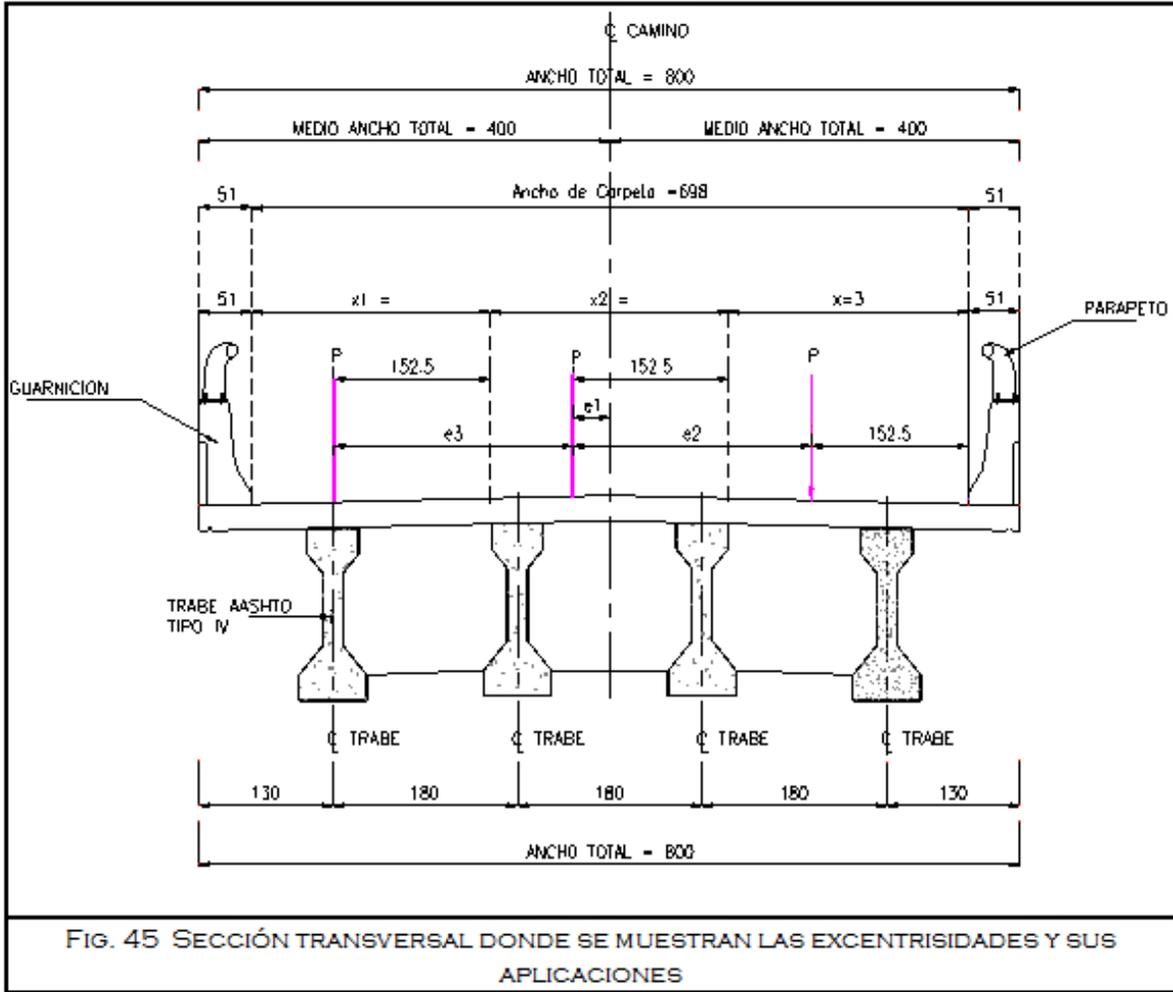


FIG. 45 SECCIÓN TRANSVERSAL DONDE SE MUESTRAN LAS EXCENTRISIDADES Y SUS APLICACIONES

$$\text{No. De Carriles} = \frac{a_{\text{Total}}}{350} \dots \dots \dots (78)$$

Sustituyendo la ec. (78) tenemos que:

$$\text{No. De Carriles} = \frac{800.00}{350} = 2.29 \approx 2$$



$$\text{Ancho Carriles} = \frac{a_c}{\text{No.Carril}} \quad (79)$$

Sustituyendo la ec. (79) tenemos que:

$$\text{Ancho Carriles} = \frac{698.00}{2} = 349 \text{ cm}$$

Calculo de las excentricidades

$$x_1 \text{ y } x_3 = \frac{a_c}{3} \quad (80)$$

Sustituyendo la ec. (80) tenemos que:

$$x_1 \text{ y } x_3 = \frac{698.00}{3} = 232.67 \text{ m}$$

$$x_1 = \underline{232.67} \text{ m}$$

$$x_3 = \underline{232.67} \text{ m}$$

$$x_2 = a_c - (x_1 + x_2) \quad (81)$$

Sustituyendo la ec. (81) tenemos que:

$$x_2 = 698.00 - (232.67 + 232.67) = 232.66$$

$$x_2 = \underline{232.66} \text{ m}$$

A continuación se realiza la siguiente igualdad si no cumple se revisa

$$\frac{1}{2} * a_c = \left(\frac{x_2}{2} \right) + x_1 \quad (82)$$

Sustituyendo la ec. (82) tenemos que:

$$\frac{1}{2} * 698.00 = \left(\frac{232.66}{2} \right) + 232.67$$

$$349 = 349 \quad \text{o.k}$$



$$e_1 = ((a_g + x_1 + x_2) - 152.5) - \frac{a_{Total}}{2} \quad (83)$$

$$e_2 = x_2 \quad (84)$$

$$e_3 = x_3 \quad (85)$$

Sustituyendo las ec. (83), (84) y (85) tenemos que:

$$e_1 = \frac{800.00}{2} - ((51.00 + 232.67 + 232.66) - 152.5) = 36.17$$

$$e_1 = \underline{\underline{36.17}} \text{ m}$$

$$e_2 = \underline{\underline{232.66}} \text{ m}$$

$$e_3 = \underline{\underline{232.67}} \text{ m}$$

Una vez obtenidos los valores de las excentricidades calcularemos los factores de concentración de Courbon utilizando la ec. (77)

$$f_c = \frac{1}{No.T} \left(1 + 6 \frac{1}{No.T + 1} * \frac{e}{S} \right)$$

$$f_{c1} = \frac{1}{5} \left(1 + 6 \frac{1}{5 + 1} * \frac{36.17}{150} \right) = 0.248$$

$$f_{c1} = \underline{\underline{0.248}}$$

$$f_{c2} = \frac{1}{5} \left(1 + 6 \frac{1}{5 + 1} * \frac{232.66}{150} \right) = 0.510$$

$$f_{c2} = \underline{\underline{0.510}}$$

$$f_{c3} = \frac{1}{5} \left(1 - 6 \frac{1}{5 + 1} * \frac{232.67}{150} \right) = -0.1102$$

$$f_{c3} = \underline{\underline{-0.1102}}$$



Momento de carga viva con impacto y factor de concentración ($M_{cv} + I + fc$)

$$M_{cv} + I + fc = (206.69 * 1.22 * 0.25) + (206.69 * 1.22 * 0.510)$$

$$M_{cv} + I + fc = \underline{191.14} \text{ Ton/trabe}$$

Cortante de la carga viva con impacto y factor de concentración

$$V_{cv} + I + fc = (29.37 * 1.22 * 0.25) + (29.37 * 1.22 * 0.510)$$

$$V_{cv} + I + fc = \underline{27.16} \text{ Ton}$$

CALCULO DE LOS ESFUERZOS EN EL CENTRO DEL CLARO

ETAPA 1.-

PESO PROPIO DE LA TRABE

$$f_s = \frac{M_{cm}}{S_s} \quad \begin{array}{l} M_{cm} = \text{Etapa 1} \\ S_s = \text{Sección simple (Ss/1000,000)} \end{array} \quad \dots \dots \dots (86)$$

Sustituyendo ec. (86) tenemos que:

$$f_s = \frac{134.33}{0.13958578} = +962.35 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{s \text{ Trabe}} = \underline{+962.35} \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{M_{cm}}{S_i} \quad \begin{array}{l} M_{cm} = \text{Etapa 1} \\ S_i = \text{Sección simple (Si/1000,000)} \end{array} \quad \dots \dots \dots (87)$$

Sustituyendo ec. (87) tenemos que:

$$f_i = \frac{134.33}{0.16687186} = -804.99 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{i \text{ Trabe}} = \underline{-804.99} \text{ Ton/m}^2$$



ETAPA 2.- PESO PROPIO DE LA LOSA Y EL DIAFRAGMA

$$f_s = \frac{M_{cm}}{S_s} \quad \begin{array}{l} M_{cm} = \text{Etapa 2} \\ S_s = \text{Sección simple (Ss/1000,000)} \end{array}$$

Sustituyendo ec. (86) tenemos que:

$$f_s = \frac{86.85}{0.13958578} = +622.2 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{s \text{ Trabe}} = \underline{+622.2} \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{M_{cm}}{S_i} \quad \begin{array}{l} M_{cm} = \text{Etapa 2} \\ S_i = \text{Sección simple (Si/1000,000)} \end{array}$$

Sustituyendo ec. (87) tenemos que:

$$f_i = \frac{86.85}{0.16687186} = -520.46 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{i \text{ Trabe}} = -520.46 \text{ Ton/m}^2$$

ETAPA 3.- PESO DE LA CARPETA DE ASFALTO

(A partir de esta etapa se calculara con los módulos de sección

$$f_s = \frac{M_{cm}}{S_{s'}} \quad \begin{array}{l} M_{cm} = \text{Etapa 3} \\ S_{s'} = \text{Sección simple (Ss'/1000,000)} \end{array} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (88)$$

Sustituyendo ec. (88) tenemos que:

$$f_s = \frac{41.51}{0.46331582} = +89.59 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{s \text{ Losa}} = \underline{+89.59} \text{ Ton/m}^2$$

$$f_s = \frac{M_{cm}}{S_s}$$

$$f_s = \frac{41.51}{0.67826169} = +61.2 \text{ Ton/m}^2$$



$$f_s \text{ Trabe} = \underline{+61.2} \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{M_{cm}}{S_i} \quad \begin{array}{l} M_{cm} = \text{Etapa 3} \\ S_i = \text{Sección simple (Ss/1000,000)} \end{array}$$

Sustituyendo ec. (39) tenemos que:

$$f_i = \frac{41.51}{0.31820504} = -130.45 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i \text{ Trabe} = \underline{-130.45} \text{ Ton/m}^2$$

ETAPA 4.- PESO DE LA GUARNICIÓN Y PARAPETO

$$f_s = \frac{M_{cm}}{S_s'} = \frac{28.13}{0.46331582} = +60.71 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_s \text{ Losa} = \underline{+60.71} \text{ Ton/m}^2$$

$$f_s = \frac{M_{cm}}{S_s} = \frac{28.13}{0.67826169} = +41.47 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_s \text{ Trabe} = \underline{+41.47} \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{28.13}{0.31820504} = -88.4 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i \text{ Trabe} = \underline{-88.4} \text{ Ton/m}^2$$

ETAPA 5.- CARGA VIVA + IMPACTO

$$f_s = \frac{M_{cv} + I + f_c}{S_s'} \quad (89)$$

Sustituyendo ec. (89) tenemos que:

$$f_s = \frac{191.14}{0.46331582} = +413 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_s \text{ Losa} = \underline{+412.55} \text{ Ton/m}^2$$



$$f_s = \frac{M_{cv} + I + f_c}{S_s} \dots \dots \dots (90)$$

Sustituyendo ec. (90) tenemos que:

$$f_s = \frac{191.14}{0.67826169} = + 282 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{s \text{ Trabe}} = \underline{\underline{+281.81}} \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{M_{cv} + I + f_c}{S_i} \dots \dots \dots (91)$$

Sustituyendo ec. (91) tenemos que:

$$f_i = \frac{191.14}{0.31820504} = - 600.68 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{i \text{ Trabe}} = \underline{\underline{- 600.68}} \text{ Ton/m}^2$$

Resumen de esfuerzos en el centro del claro por (CM) (CV + I) en Ton/m²

Carga	Momentos	Fibra Superior Losa (fs)		Fibra Superior de la Trabe (fs _{Trabe})		Fibra Inferior de la Trabe (fs _{Trabe})	
		Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada
1.- Peso propio de	134.33	-----	-----	+962.35	-----	- 804.99	-----
2.- Peso propio de	86.85	-----	-----	+622.2	+1584.55	- 520.46	- 1325.45
3.- Peso propio de la Carp. Asf.	41.51	+89.59	-----	+61.2	+1645.75	- 130.45	- 1455.9
4.- pp guarnición y parapeto	28.13	+60.71	+150.3	+41.47	+1687.22	- 88.4	- 1544.3
5.- Carga viva +	191.14	+412.55	+562.85	+281.81	+1969.03	- 600.68	- 2144.98

(+) Tension (-) Compresión

Convertir a Kg/cm²

$$\underline{\underline{- 2144.98}} \text{ Ton/m}^2 = \underline{\underline{214.5}} \text{ Kg/cm}^2$$



Calculo de las pérdidas por Pretensado

A partir de la fuerza de tensado original de un elemento de concreto presforzado se presenta pérdidas que deben considerarse para calcular la fuerza de presfuerzo de diseño efectiva que deberá existir cuando se aplique la carga.

De cualquier modo, la fuerza efectiva no puede medirse fácilmente; solo se puede determinar convencionalmente la fuerza total en los tendones en el momento de presforzarlos (presfuerzo inicial). El presfuerzo efectivo es menor que el presfuerzo inicial y la diferencia entre estos dos valores se llama pérdida de la fuerza de presforzado (Δf_s).

Dentro de Δf_s tenemos dos grupos llamados pérdida instantáneas las cuales ocurren inmediatamente durante la construcción del elemento, y las pérdidas diferidas o dependientes del tiempo que como su nombre lo indica ocurren a través de extensos períodos. La fuerza de presfuerzo o fuerza de tensado del gato puede reducirse inmediatamente a una fuerza inicial debido a las pérdidas por deslizamiento del anclaje, fricción, relajación instantánea del acero y el acortamiento elástico del concreto comprimido. A medida que transcurre el tiempo la fuerza se reduce gradualmente, primero rápidamente y luego lentamente, esto se debe a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del concreto y a la relajación diferida del acero altamente esforzado.

Después de un periodo de muchos meses, o un año, los cambios en los esfuerzos llegan a ser insignificantes, y se alcanza una fuerza pretensora constante definida como la fuerza pretensora efectiva o final.

Para calcular las diferentes pérdidas se usarán las fórmulas de las Normas AASHTO las cuales son:

Calculo de las pérdidas por

$$\Delta f_s = SH + ES + CR_s + CR_c \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (92)$$

Δf_s = Pérdidas totales por presfuerzo o del presfuerzo

SH = Pérdidas por contracción del concreto calculado con un porcentaje de humedad relativa (HR)

ES = Pérdidas por acortamiento elástico

CR_s = Pérdida por escurrimiento plástico del concreto o fluencia lenta

CR_c = Pérdida por relajación del acero de presfuerzo



Calculo de las Pérdidas por contracción del concreto (SH)

La mezcla para concreto normal contiene mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento. Sin embargo esta agua libre se evapora con el tiempo, la velocidad y la terminación del secado dependeran de la humedad, la temperatura ambiente y del tamaño y forma del espécimen. El secado del concreto viene aparejado con una disminución en su volumen ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final, en que asintóticamente se alcanzan las dimensiones límite.

La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero de presfuerzo igual a la deformación por contracción del concreto. La reducción de esfuerzo resultante en el acero constituye una componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto presforzado.

La contracción del concreto se conoce como el resultado de la pérdida de humedad. También se ha demostrado que el concreto se expandirá si, después de haberse secado o estar parcialmente secado es sometido a humedad o si es sumergido en agua.

Algunas de las variables que afectan a la contracción del concreto son las siguientes:

- ✚ Agregados. Los agregados actúan para restringir la contracción de la pasta del cemento; de aquí que el concreto con alto contenido de agregados es menos vulnerable a la contracción. Además, el grado de restricción de un concreto esta determinado por las propiedades de los agregados: aquellos con alto módulo de elasticidad o con superficies ásperas son más resistentes al proceso de contracción.
- ✚ Relación agua - cemento. Cuanto mayor es la relación agua-cemento, mayor serán los efectos de la contracción.
- ✚ Tamaño del elemento de concreto. Tanto el valor como la magnitud de la contracción disminuye con un incremento en el volumen del elemento de concreto. Sin embargo la duración de la contracción es mayor para elementos más grandes debido a que se necesita más tiempo para secarse u llegar hasta las regiones internas. Por lo que es posible que se necesite hasta de un año para que el proceso de secado inicie a una profundidad de 25 cm, y 10 años para iniciar a 60 cm más allá de la superficie externa.
- ✚ Condiciones del medio ambiente. La humedad relativa del medio ambiente afecta notablemente la magnitud de la contracción; el valor de la contracción es más bajo en donde la humedad relativa es alta.



- ✚ Cantidad de refuerzo. El concreto reforzado se contraer menos que el concreto simple; por lo tanto la diferencia relativa esta en función del porcentaje de refuerzo.
- ✚ Aditivos. Este efecto varia dependiendo del tipo de aditivo. Un acelerador tal como cloruro de calcio, usado para acelerar el endurecimiento y la colocación del concreto, aumenta la contracción. También hay aditivos que impiden la contracción.
- ✚ Tipo de cemento. El cemento Portland tipo III de resistencia rápida normalmente se contrae 10% más que un concreto Portland normal (tipo I) o cemento Portland modificado (tipo II).

Para elementos postensados, la pérdida de presfuerzo debido a la contracción es un poco menor debido a que ha tomado lugar un alto porcentaje de la contracción antes del postensado.

Para el calculo de las pérdida por contracción del concreto se utiliza la siguiente expresión:

$$SH = 1700 - 150 RH \text{ dada en Lbs/in} \quad (93)$$

Tabla de porcentajes para humedad relativa (RH)

Tipo de Clima	RH
Muy húmedo	90 %
Húmedo intermedio	70 %
Seco	40 %

Considerando una humedad relativa de húmedo intermedio (70%)

Sustituyendo la ec. (93) tenemos que:

$$SH = 17000 - (150) (70) = 6500 \text{ Lbs/in}$$

Para convertir a kg/cm^2 usamos el siguiente factor de 0.07031

$$\therefore (6500) (0.07031) = 457.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$SH = \underline{457.02 \text{ kg/cm}^2}$$



Calculo de las pérdida por acortamiento elástico (ES)

Cuando la fuerza presforzante se transfiera a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto debido a la compresión axial. Este puede determinarse fácilmente a partir de la relación esfuerzo-deformación del concreto.

Para elementos pretensados, está pérdida esta dada por:

$$ES = \frac{EsA}{EsC} f_{cr} \quad (94)$$

Si EsA = Modulo se elasticidad del acero $1,960,000 \text{ kg/cm}^2$

y EsC = Módulo de elasticidad del concreto obtenido por

$$EsC = 14000 \sqrt{f'c} \quad (95)$$

Sustituyendo ec. (95) tenemos que:

$$EsC = 14000 \sqrt{400} = 280000 \text{ kg/cm}^2$$

$$EsC = 280000 \text{ kg/cm}^2$$

y si $n = \frac{EsA}{EsC}$ Entonces tenemos que: $n = \frac{1,960,000}{280000} = 7$

$$n = 7$$

f_{cr} = Esfuerzo medio en el centro de gravedad del acero de presfuerzo en el momento de descarga (Al corte de los cables)

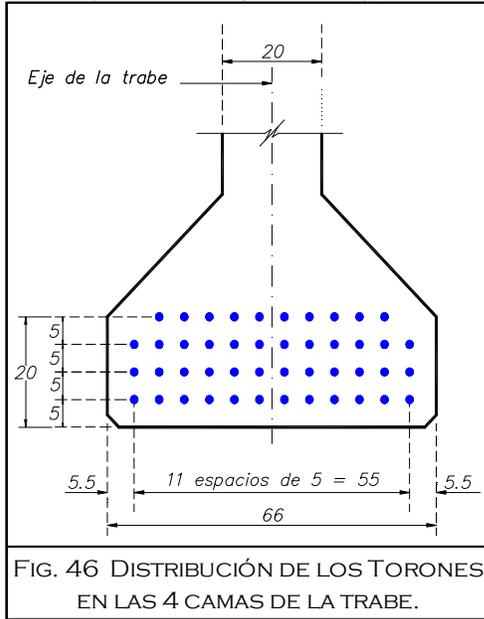
El presfuerzo en cada trabe consistirá 44 Torones de $\frac{1}{2}$ " (0.987 cm^2)

$$Asr = \text{No. } \emptyset \text{ Totales} * as \emptyset \quad (96)$$

$$Asr (44) (0.987) = 43.428 \text{ cm}^2$$



Cuyo centro de gravedad (\bar{y}) se localiza a :



$$\bar{y} = \frac{\sum (h \text{ cama} * \text{No. } \emptyset^p / \text{cama})}{\text{No. } \emptyset \text{ Totales}} \quad (97)$$

$$\bar{y} = \frac{(5) (12) + (10) (12) + (15) (12) + (20) (10)}{44} = 12.73$$

$$\bar{y} = \underline{12.73} \text{ cm}$$

FIG. 46 DISTRIBUCIÓN DE LOS TORONES EN LAS 4 CAMAS DE LA TRABE.

Calculo de la excentricidad

$$e = y_i - \bar{y} \quad (98)$$

Sustituyendo ec. (98) tenemos que:

$$e = 61.49 - 12.73 = 48.76 \text{ cm} = 0.4876 \text{ m}$$

$$e = \underline{0.4876} \text{ m}$$

Resumen de datos:

- Asr = 43.428 cm² = 0.0043 m²
- e = 48.76 cm = 0.4876 m
- A = 4974 cm² = 0.4974 m²
- Ss = 139585.78 cm³ = 0.13958578 m³
- Si = 166871.86 cm³ = 0.16687186 m³

Calculo de la fuerza total en la cama de presfuerzo (P)

$$P = (0.75 f' s) (\text{No. } \emptyset) (a s_{\emptyset}) \quad (99)$$

Sustituyendo ec.(99) tenemos que:



$$P = (0.75) (19000) (44) (0.987) = 618849.00 \text{ kg}$$

$$P = \underline{618849.00} \text{ kg}$$

Calculo de los esfuerzos del pretensado (cables)

$$f_s = P \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_s} \right) \dots \dots (100)$$

$$f_i = P \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right) \dots \dots (101)$$

Sustituyendo la ec. (100) y ec. (101) tenemos que:

$$f_s = P \left(\frac{1}{0.4974} - \frac{0.4876}{0.13958578} \right) = -1.48 P$$

$$f_{s \text{ presfuerzo}} = -1.48 * 618849.00 = -915896.52 \text{ kg/m}$$

$$f_{s \text{ presfuerzo}} = \underline{-915.9} \text{ Ton/m}$$

$$f_i = P \left(\frac{1}{0.4974} + \frac{0.4876}{0.16687186} \right) = 4.93 P$$

$$f_{i \text{ presfuerzo}} = 4.93 * 618849.00 = 3050925.57 \text{ kg/m}$$

$$f_{i \text{ presfuerzo}} = \underline{3050.93} \text{ Ton/m}$$

ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

A continuación se presenta el calculo de los esfuerzos de la trabe

Calculo del presfuerzo inicial y peso propio

$$f_s = f_{s \text{ presfuerzo}} + \text{ibra superior trabe parcia} \dots \dots (102)$$

Sustituyendo ec.(102) tenemos que:



$$f_s = -915.9 + 962.4 = 46.453 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_s = \underline{4.6453} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = f_{i \text{ presfuerzo}} - \text{Fibra inferior trabe parcial} \dots \dots \dots (103)$$

Sustituyendo ec.(103) tenemos que:

$$f_i = 3050.9 - 804.99 = 2245.9 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = \underline{224.59} \text{ kg/cm}^2$$

En el centro de gravedad del acero de presfuerzo se tiene:

$$f_{cr} = f_i - \frac{(f_s + f_i) (\check{y})}{b_T} \dots \dots \dots (104)$$

Sustituyendo ec.(104) tenemos que:

$$f_{cr} = 224.59 - \frac{(4.6453 + 224.59) (12.73)}{135} = 202.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cr} = \underline{202.98} \text{ kg/cm}^2$$

Calculo de las pérdida por acortamiento elástico (ES) utilizando la ec. (94) tenemos:

$$ES = \frac{E_s A}{E_s C} f_{cr} = \frac{1,960,000}{280000} (202.978) = 1420.846 \text{ kg/cm}^2$$



Calculo de las pérdidas por escurrimiento del concreto. Fluencia lenta ó Flujo plástico (CRc)

El flujo plástico es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformandose a través de lapsos considerables bajo un esfuerzo constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza asintóticamente un valor constante.

En los miembros de concreto presforzado, el esfuerzo de compresión a nivel acero es sostenido, y el flujo plástico resultante en el concreto es una fuente importante de pérdida de fuerza pretensora. Existe una interdependencia entre las pérdidas dependientes del tiempo. En los miembros presforzados la fuerza de compresión que produce el flujo plástico del concreto no es constante, si no que disminuye con el paso del tiempo, debido al relajamiento de acero y a la contracción del concreto, así como también debidos a los cambios

Así la deformación resultante esta en función de la magnitud de la carga aplicada, su duración, las propiedades del concreto incluyendo el proporcionamiento de la mezcla, las condiciones de curado, la edad en la que el elemento es cargado por primera vez y las condiciones del medio ambiente.

Las pérdidas por flujo plástico se calcularán con la siguiente fórmula:

$$CRc = 12 fcr - 7 fcd \quad (105)$$

Donde:

fcd = Esfuerzo medio de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo bajo carga muerta total.

$$fs = fs_{Trabe} (2^{da} \text{ etapa}) + fs_{Losa} (3^{era} \text{ Etapa}) + fs_{Losa} (4^{ta} \text{ Etapa}) \quad (106)$$

Sustituyendo ec.(106) tenemos que:

$$fs = +622.2 \quad +89.59 \quad +60.71 \quad = \quad +772.5 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$fs = \underline{\underline{+77.25}} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$fi = fi_{Trabe} (2^{da} \text{ etapa}) - fi_{Trabe} (3^{era} \text{ Etapa}) - fi_{Trabe} (4^{ta} \text{ Etapa}) \quad (107)$$

$$fi = - 520.5 \quad - 130.45 \quad - 88.4 \quad = \quad - 739.31 \quad \text{Ton/m}^2$$



$$f_i = -73.931 \text{ kg/cm}^2$$

En el centro de gravedad del presfuerzo

$$f_{cd} = f_i - \frac{(f_s + f_i) (\check{y})}{b_T} \dots \dots (108)$$

Sustituyendo ec.(108) tenemos que:

$$f_{cd} = 73.931 - \frac{(77.25 + 73.931) (12.73)}{135} = 59.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 59.68 \text{ kg/cm}^2$$

De la ecuación (105) tenemos que:

$$CR_c = 12 f_{cr} - 7 f_{cd} = 12 (202.98) - 7 (59.68) = 2018 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR_c = 2018 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo de las pérdidas por relajación del acero de presfuerzo (CRs)

Cuando al acero de presfuerzo se le esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de los servicios, se presenta una propiedad que se conoce como relajación. La relajación se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado manteniendo con longitud constante.

En los miembros de concreto presforzado, el flujo plástico y la contracción del concreto así como las fluctuaciones de las cargas aplicadas producen cambios en la longitud de tendón. Sin embargo cuando se calcula la pérdida en el esfuerzo del acero debida a la relajación, se puede considerar la longitud constante. La relajación continúa indefinidamente aunque a una velocidad decreciente. Por lo cual debe de tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa en la fuerza pretensora.

La magnitud de la relajación varía dependiendo del grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad del esfuerzo inicial.

En elementos pretensados, la pérdida por relajación en el acero de presfuerzo, debe tomarse

$$CR_s = 5000 - 0.01 ES - 0.05 (SH + CR_c) \text{ Espresión en Lbs/in} \dots \dots (109)$$



Sustituyendo ec.(109) tenemos que:

$$CRs = 5000 - (0.01 \cdot 20208.31) - ((0.05) \cdot (6500.00 + 28701.12))$$

$$CRs = 3037.86 \text{ Lbs/in}$$

$$CRs = 213.59 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo de las pérdidas totales ec. (92)

$$\Delta fs = SH+ES+CRs+CRc$$

$$\Delta fs = 457.02 + 1420.8 + 2018 + 213.59 = 4109.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta fs = 4109.4 \text{ kg/cm}^2 = 4.11 \text{ Ton/m}^2$$

Esfuerzo del presfuerzo efectivo en el centro del claro calculada anteriormente ec.(99)

$$P = 618849.00 \text{ kg} = 618.85 \text{ Ton}$$

Fuerza total en la cama de presfuerzo 618.85 Ton

$$\text{Pérdidas} = (\Delta fs) \cdot (N_{\emptyset}) \cdot (as_{\emptyset}) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (110)$$

Sustituyendo ec.(110) tenemos que:

$$\text{Pérdidas} = (4109.43) \cdot (44) \cdot (0.987) = -178464.196 \text{ kg/cm}^2 = -178.46 \text{ Ton}$$

$$\text{Pérdidas} = \underline{\underline{-178.46 \text{ Ton}}}$$

$$\text{Fuerza efectiva} = (\text{Fuerza total en la cama de presfuerzo}) - (\text{Pérdidas}) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (111)$$

Sustituyendo ec.(111) tenemos que:

$$\text{Fuerza efectiva} = 618849.00 - 178464.196 = 440384.804 \text{ kg} = 440.38 \text{ Ton}$$

$$\text{Fuerza efectiva} = \underline{\underline{440.38 \text{ Ton}}}$$

Calculo de los esfuerzos por fuerza efectiva

$$fs = (\text{Fuerza efectiva}) \cdot (fs \text{ Presfuerzo}) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (112)$$

Sustituyendo ec.(112) tenemos que:



$$f_s = (440.38) \cdot (-1.48) = -651.77 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$f_s = -651.77 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$f_i = (F_u) \cdot \dots \dots \dots (113)$$

Sustituyendo ec.(113) tenemos que:

$$f_i = (440.38) \cdot 4.93 = 2171.1 \text{ Ton}$$

$$f_i = \underline{2171.1 \text{ Ton}}$$

Calculo de los esfuerzos finales de Flexión en el centro del claro.

Carga	Momentos	Fibra Superior Losa (fs)		Fibra Superior de la Trabe (fs _{Tr})		Fibra Inferior de la Trabe (fs _{Tr})	
		Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada
1.- Peso propio de	134.33	-----	-----	962.35	-----	- 804.99	-----
1a. Presfuerzo	-----	-----	-----	-651.77	310.58	2171.1	1366.11
2.-Peso propio de	86.85	-----	-----	+622.2	932.78	- 520.46	845.65
3.-Peso propio de la Carp. Asf.	41.51	+89.59	-----	+61.2	+993.98	- 130.45	715.2
4.-Pp guarnición y parapeto	28.13	+60.71	+150.3	+41.47	+1035.45	- 88.4	626.8
5.- Carga viva +	191.14	+412.55	+562.85	+281.81	+1317.26	- 600.68	26.12

Esfuerzos finales Permisibles

$$(+) \text{ Compresión } 0.4 \cdot f'_c = (0.40) \cdot (400) = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$(-) \text{ Tensión } 0.8 \cdot \sqrt{f'_c} = (0.80) \cdot (\sqrt{400}) = 16 \text{ kg/cm}^2 = 160 \text{ Ton/m}^2$$

Tensión

Para presfuerzo inicial

$$1.6 \cdot \sqrt{f_{ci}} \dots \dots \dots (114)$$

$$f_{ci} = 0.8 \cdot f'_c \dots \dots \dots (115)$$



Sustituyendo la ec. (114) tenemos:

$$f_{ci} = 0.8 * \sqrt{400} = 320 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo la ec. (115) tenemos:

$$1.6 \sqrt{320} = 28.622 \text{ kg/cm}^2 = 286.22 \text{ Ton/m}^2$$

Bajo Carga de Operación

$$0.8 f'c = \dots \dots \dots (116)$$

Sustituyendo la ec. (116) tenemos:

$$0.8 \sqrt{400} = 16 \text{ kg/cm}^2 = 160 \text{ Ton/m}^2$$

Compresión

$$\text{Al aplicar el presfuerzo} = 1.00 f_{ci} = 320 \text{ kg/cm}^2 = 3200 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Para presfuerzo inicial} = 0.60 f_{ci} = 0.6 \times 320 = 192 \text{ kg/cm}^2 = 1920 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Bajo carga de operación} = 0.4 f'c = 0.4 \times 400 = 160 \text{ kg/cm}^2 = 1600 \text{ Ton/m}^2$$

Resistencia a flexión

Para secciones rectangulares o con patín cuyo eje neutro quede contenido dentro del espesor de dicho patín, el Momento resistente con flexión será:

$$M_u = \frac{A_s f_s + f_s u}{n} d \left(1 - \frac{P^* f_s u}{f'c} \right) \dots \dots \dots (117)$$

Sección con patín

Si el eje neutro cae fuera del patín (esto ocurre generalmente cuando el espesor del patín es

$\frac{1.4 d P^* f_s u}{f'c} \dots \dots \dots (118)$ el momento resistente ultimo por flexión se determina por:

$$MR = A_s f_s u d \left(1 - 0.6 \frac{A_s f_s u}{b' d f'c} \right) + (0.85 f'c (b - b') t (d - 0.5t) \dots \dots \dots (119)$$



$$A_{sr} = A^*s - A_{sf} \quad (120)$$

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b - b') t}{f^*s_u} \quad (121)$$

$$f^*s_u = f'_s \left(1 - 0.5 \frac{P^* f'_s}{f'_c} \right) \quad (122)$$

$$M_u = 1.30 (M_{cm} + 5/3 M_{cv} + I) \quad (123)$$

Sustituyendo ec. (123) tenemos que:

$$M_u = 1.30 \times [(134.33 + 86.85 + 41.51 + 28.13) + \left(\frac{5}{3} \times 191.14 \right)]$$

$$M_u = \underline{792.21} \text{ Ton/m} = \underline{79220956.7} \text{ Kg-cm}$$

$$d = (b_T + e_{Losa}) - \bar{Y} \quad (124)$$

$$b = S * C \quad (125)$$

$$A^*s = (N_{\phi} X a_{s\phi}) \quad (126)$$

$$P^* = \frac{A^*s}{b d} \quad (127)$$

Sustituyendo ec. (124) tenemos que:

$$d = (135 + 20) - 12.73 = 142.27 \text{ cm}$$

Sustituyendo ec. (125) tenemos que:

$$b = (150 \times 0.791) = 118.65 \text{ cm}$$

Sustituyendo ec. (126) tenemos que:

$$A^*s = (44) (0.987) = 43.43 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo ec. (127) tenemos que:

$$P^* = \frac{43.43}{(118.65) (142.27)} = 0.00308$$



$$f' s = 19000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f' c = 400 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo ec. (122) tenemos que:

$$f^*su = 19000 \left[1 - \left(0.50 \frac{0.00308 \times 19000}{400} \right) \right] = 17610.150 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*su = \underline{17610.150} \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo ec. (118) tenemos que:

$$\frac{(1.40) (142.27) (0.00308) (17610.15)}{400} = 27.01$$

27.01 > 20 cm Por lo tanto trabaja como viga T

$$MR = A_s r f^*s u d (1 - 0.6 \left(\frac{A_s r f^*s u}{b' d f' c} \right) + \frac{0.85 f' c (b - b') t (d - 0.5 t)}{t} \dots \dots \dots (128)$$

$$A_s r = A^*s - A_s f \dots \dots \dots (129)$$

$A_s r$ = Área de acero requerida para desarrollar la resistencia última por presión del alma de una sección con patín

$$A_s f = \frac{0.85 f' c (b - b') t}{f^*s u} \dots \dots \dots (130)$$

Donde:

$A_s f$ = Área de acero requerida para desarrollar la resistencia última por compresión de la parte del patín sobesaliente

b' = Alma de la trabe 20 cm

t = e Losa Espesor de la Losa = 20 cm

Sustituyendo ec. (130) tenemos que:

$$A_s f = \frac{(0.85) (400) ((118.65 - 20)) (20)}{17610.150} = 38.09 \text{ cm}^2$$



$$Asf = \underline{38.09} \text{ cm}^2$$

Sustituyendo ec. (129) tenemos que:

$$Asr = 43.43 - 38.09 = 5.34 \text{ cm}^2$$

$$Asr = \underline{5.34} \text{ cm}^2$$

Sustituyendo ec. (128) tenemos que:

$$MR = (5.34) (17610.15) (142.27) \left[1 - \left(0.6 \frac{(5.34) (17610.15)}{(20) (142.27) (400)} \right) \right] + \dots$$

$$\dots ((0.85) (400) ((118.65 - 20)) (20) ((142.27 - (0.50) (20)) =$$

$$MR = \underline{101444937.51} \text{ kg-cm}$$

MR > Mu Por lo tanto tenemos que :

$$101444937.51 \text{ kg-cm} > 79220956.74 \text{ kg-cm} \quad \text{O.K}$$

Revisión del concreto cuando no se han presentado las pérdidas por escurrimiento plástico

- 1.- Pérdida por contracción del concreto = 457.02 kg/cm²
 - 2.- Pérdida por acortamiento Elástico = 1420.846 kg/cm²
 - 3.- Pérdida por relajación del acero de presfuerzo = 213.59 kg/cm²
- $$\Sigma = 2091.451 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Pérdida en el cable} = a_s \varphi * \Sigma \text{ Pérdidas} = (0.987) (2091.45) = 2064.26 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga en el cable} = (f_s \times a_s \varphi) - \text{Pérdida en el cable} = ((14250) (0.987)) - 2064.3 = 12000 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga en el cable} = \underline{12000.49} \text{ kg} = \underline{12.00049} \text{ Ton}$$

$$\text{Carga en los (44) cables} = \text{Carga en el cable} \times \text{No. } \varphi = 12 \times 44 = 528.02 \text{ Ton}$$

$$\text{Momento de Presfuerzo Carga de los (44) cables} \times e = 528.02 \times 0.4876 = 257.46$$



Momento de Presfuerzo 257.46 Ton-m

Calculo de los Esfuerzos

$$f_s = \frac{\text{Carga de los (44) cables}}{e} - \frac{\text{Momento del Presfuerzo}}{S_s} \dots \dots \dots (131)$$

$$f_i = \frac{\text{Carga de los (44) cables}}{e} + \frac{\text{Momento del Presfuerzo}}{S_i} \dots \dots \dots (132)$$

Sustituyendo ec. (131) y (132) tenemos que:

$$f_s = \frac{528.02}{0.4876} - \frac{257.46}{0.13958578} = -761.56 \text{ Ton-m}^2$$

$$f_i = \frac{528.02}{0.4876} + \frac{257.46}{0.16687186} = 2625.76 \text{ Ton-m}^2$$

CALCULO DE LOS ESFUERZO INCLUYENDO EL PESO PROPIO DE LA TRABE

$$f_s = -761.56 + 962.35 = 200.79 \text{ Ton-m}^2$$

$$f_i = 2625.76 - 804.99 = 1820.77 \text{ Ton-m}^2$$

VERIFICANDO CON ESFUERZOS TEMPORALES

Tensión

Para Presfuerzo Inical

$$1.6 \sqrt{f_{ci}} = 1.6 \sqrt{320} = 28.622 \text{ kg/cm}^2 = 286.22 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{ci} = 0.8 * f'_c = 0.80 \times 400 = 320 \text{ kg/cm}^2$$

Bajo Carga de Operación

$$0.8 \sqrt{f'_c} = 0.8 \sqrt{(400)} = 16 \text{ kg/cm}^2 = 160 \text{ Ton/m}^2$$

Compresión

$$\text{Al aplicar el presfuerzo} = 1.00 f_{ci} = 320 \text{ kg/cm}^2 = 3200 \text{ Ton/m}^2$$



$$\text{Para presfuerzo inicial} = 0.60 f_{ci} = 0.6 \times 320 = 192 \text{ kg/cm}^2 = 1920 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Bajo carga de operación} = 0.4 f'_{c} = 0.4 \times 400 = 160 \text{ kg/cm}^2 = 1600 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 1820.77 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2$$

Por lo tanto no existe tensión en la fibra Superior



Encamisado, engrasado o enductado en elementos Pretensados

La cantidad de acero de presfuerzo en un elemento pretensado está regida por las condiciones de flexión más críticas, tanto en niveles de servicio como finales. En el caso de elementos isostáticos, la sección que rige el diseño es la del centro del claro por lo que en los extremos del elemento, si no se desviaron los torones, el presfuerzo es excesivo y en la mayoría de los casos se sobrepasan los esfuerzos permisibles. El instante crítico se presenta durante la transferencia, donde el concreto aún no ha alcanzado el cien por ciento de la resistencia, y la única carga que contrarresta la acción del presfuerzo es el peso propio. La solución a lo anterior es encamisar o enductar algunos torones en los extremos para eliminar la acción del presfuerzo. En este análisis las pérdidas a considerar serán las instantáneas o iniciales.

Existen algunos elementos pretensados como losas extruidas, viguetas y algunas losas doble T, que por su proceso de fabricación no pueden contener ductos; por lo que estos elementos deben diseñarse para que nunca se revasen los esfuerzos admisibles sabiendo de antemano que no existirán torones encamisados.

Para encamisar torones se acostumbra, en general, revisar primero hasta que distancia, a partir del extremo del elemento, todos los torones actúan sin rebasar los esfuerzos permisibles.

Una vez determinada dicha distancia, se define cuantos torones se encamisán, generalmente en número par y se vuelve a revisar hasta que distancia los torones que aún actúan pueden permanecer sin sobrepasar los esfuerzos mencionados. Se continúa este proceso hasta llegar al extremo del elemento.

Aunque en muchos casos se ha utilizado grasa como elemento aislante entre el torón y el concreto, no es recomendable porque no elimina totalmente el contacto entre ambos elementos y la consecuente adherencia puede provocar los problemas mencionados. Los elementos de encamisado más usados son polietileno (poliducto de plástico para instalaciones eléctricas) debido a su eficiencia y bajo costo. Los tubos de acero helicoidal o bien articulados flexibles son costosos, y su uso se limita a ductos para sistemas postensados. Los tubos de PVC (policloruro de vinilo) reacciona químicamente con el concreto por lo que hoy son obsoletos para estas aplicaciones.



DATOS NECESARIOS PARA EL ENDUCTADO DE LOS CABLES

$$y_i = 61.49 \text{ cm} = 0.6149 \text{ m}$$

$$A = 4974 \text{ cm}^2 = 0.4974 \text{ m}^2$$

$$S_s = 139585.78 \text{ cm}^3 = 0.13958578 \text{ m}^3 \text{ cd}$$

$$S_i = 166871.86 \text{ cm}^3 = 0.16687186 \text{ m}^3$$

Mx1 . . . Mx8

$$a_{s\phi} = 0.987 \text{ cm}^2$$

Momentos

$$\text{Carpeta Asfáltica} = 41.51 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Parapeto y Guarnición} = 28.13 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Carga Viva + Impacto (Courbon)} = 206.69 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Peso Propio de la trabe} = 134.33 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Losa y diagrama} = 81 \text{ Ton/m}$$

$$0.75 \times 19000 = 14250 \text{ Kg/cm}^2 = 14.25 \text{ Ton/m}^2$$

$$ES = 1420.8 \text{ Kg/cm}^2 = 1.42 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Pérdidas Totales } (\Delta f_s) = 4109.4 \text{ Kg/cm}^2 = 4.11 \text{ Ton/m}^2$$

$$S_s \text{ (Sección Compuesta)} = 678261.69 \text{ cm}^3 = 0.67826169 \text{ m}^3$$

$$S_i \text{ (Sección Compuesta)} = 318205.04 \text{ cm}^3 = 0.31820504 \text{ m}^3$$



NCAMISADO, ENGRASADO O ENDUCTADO EN ELEMENTOS PRETENSADOS

Enductado de los Cables

La revisión de las secciones será considerado que el diagrama de momentos producido por las cargas tiene una variación parabólica y que el presfuerzo es constante a lo largo de la trabe.

Total de cables = 44 cables de ½"

Se dejarán sin enductar aproximadamente ⅓ del total de los cables

$$\text{Cables sin enductar} = \left(\frac{1}{3} (44) \right) = 14.67 \approx \mathbf{14 \text{ CABLES}}$$

$$\text{Cables enductados} = 44 - 14 = \mathbf{30 \text{ cables}}$$

a) y b) Esfuerzos temporales

Presfuerzo.-Solamente se descontarán las pérdidas por acortamiento elástico (ES)

$$ES = 1420.85 \text{ Kg/cm}^2$$

Fatigas Permisibles

Compresión

Para presfuerzo inicial

$$0.60 f_{ci} = (0.60) (320) = 192 \text{ kg/cm}^2 = 1920 \text{ Ton/m}^2$$

Para presfuerzo final

$$1.6 \sqrt{f_{ci}} = 1.6 \sqrt{320} = 28.622 \text{ kg/cm}^2 = 286.22 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{ci} = 0.8 * f'_c = 0.80 \times 400 = 320 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos finales se descontarán todas las pérdidas

$$\text{Pérdidas Totales } (\Delta f_s) = 4109.4 \text{ Kg/cm}^2 = 4.11 \text{ Ton/m}^2$$



Fatiga permisible en servicio

Compresión

Bajo carga de operación

$$0.40 f'c = 0.40 \times 400 = 160 \text{ Kg/cm}^2 = 1600 \text{ Ton/m}^2$$

Bajo Carga de Operación

$$0.8 \sqrt{f'c} = 0.8 \sqrt{(400)} = 16 \text{ kg/cm}^2 = 160 \text{ Ton/m}^2$$

CALCULO DE LAS DISTANCIAS A PARTIR DEL CENTRO DEL CLARO DONDE YA SE PUEDEN ENDUCTAR LOS TORONES O CABLES (X)

$$X_n = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{\text{No.}\phi \text{ ó cables enductados}}{\text{No.}\phi \text{ Totales}}} \dots \dots \dots (133)$$

Donde:

$X_n = X_1, X_2, X_3, \dots, X_8$ Distancia a partir del centro del claro

L= Claro de la trabe medido a ejes

Sustituyendo ec. (133) tenemos que:

$$X_1 = \frac{30.00}{2} \sqrt{\frac{4}{44}} = 4.52 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{30.00}{2} \sqrt{\frac{8}{44}} = 6.4 \text{ m}$$

$$X_3 = \frac{30.00}{2} \sqrt{\frac{12}{44}} = 7.83 \text{ m}$$

$$X_4 = \frac{30.00}{2} \sqrt{\frac{16}{44}} = 9.05 \text{ m}$$

$$X_5 = \frac{30.00}{2} \sqrt{\frac{20}{44}} = 10.11 \text{ m}$$

$$X_6 = \frac{30.00}{2} \sqrt{\frac{24}{44}} = 11.08 \text{ m}$$



$$X_7 = \frac{30.00}{2} \sqrt{\frac{28}{44}} = 11.97 \text{ m}$$

$$X_8 = \frac{30.00}{2} \sqrt{\frac{30}{44}} = 12.39 \text{ m}$$

Calculo de las longitudes de los ductos o vainas

$$L''_n = \frac{L}{2} - X_n \quad (134)$$

Donde:

$L''_n = L''_1, L''_2, L''_3, L''_8$ Longitud de los ductos

L = Claro de la trabe medido a ejes

Sustituyendo ec. (134) tenemos que:

$$L''_1 = \frac{30.00}{2} - 4.52 = 10.48 \text{ m}$$

$$L''_2 = \frac{30.00}{2} - 6.4 = 8.6 \text{ m}$$

$$L''_3 = \frac{30.00}{2} - 7.83 = 7.17 \text{ m}$$

$$L''_4 = \frac{30.00}{2} - 9.05 = 5.95 \text{ m}$$

$$L''_5 = \frac{30.00}{2} - 10.11 = 4.89 \text{ m}$$

$$L''_6 = \frac{30.00}{2} - 11.08 = 3.92 \text{ m}$$

$$L''_7 = \frac{30.00}{2} - 11.97 = 3.03 \text{ m}$$

$$L''_8 = \frac{30.00}{2} - 12.39 = 2.61 \text{ m}$$



Calculo de los Momentos de las distancias a partir del centro del claro donde ya se puede enductar los torones ó cables (X)

$$Mx_n = Mc \left[1 - \left(\frac{X_n}{L} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (135)$$

Donde:

$Mx_n = Mx_1, Mx_2, Mx_3, \dots, Mx_8$ Momento de las distancias X

$Mc =$ Momento de la carga muerta del peso propio de la trabe

Sustituyendo ec. (135) tenemos que:

$$Mx_1 = Mc \left[1 - \left(\frac{4.52}{30.00} \right)^2 \right] = 0.91 \quad Mc$$

$$Mx_2 = Mc \left[1 - \left(\frac{6.4}{30.00} \right)^2 \right] = 0.82 \quad Mc$$

$$Mx_3 = Mc \left[1 - \left(\frac{7.83}{30.00} \right)^2 \right] = 0.73 \quad Mc$$

$$Mx_4 = Mc \left[1 - \left(\frac{9.05}{30.00} \right)^2 \right] = 0.64 \quad Mc$$

$$Mx_5 = Mc \left[1 - \left(\frac{10.11}{30.00} \right)^2 \right] = 0.55 \quad Mc$$

$$Mx_6 = Mc \left[1 - \left(\frac{11.08}{30.00} \right)^2 \right] = 0.45 \quad Mc$$

$$Mx_7 = Mc \left[1 - \left(\frac{11.97}{30.00} \right)^2 \right] = 0.36 \quad Mc$$

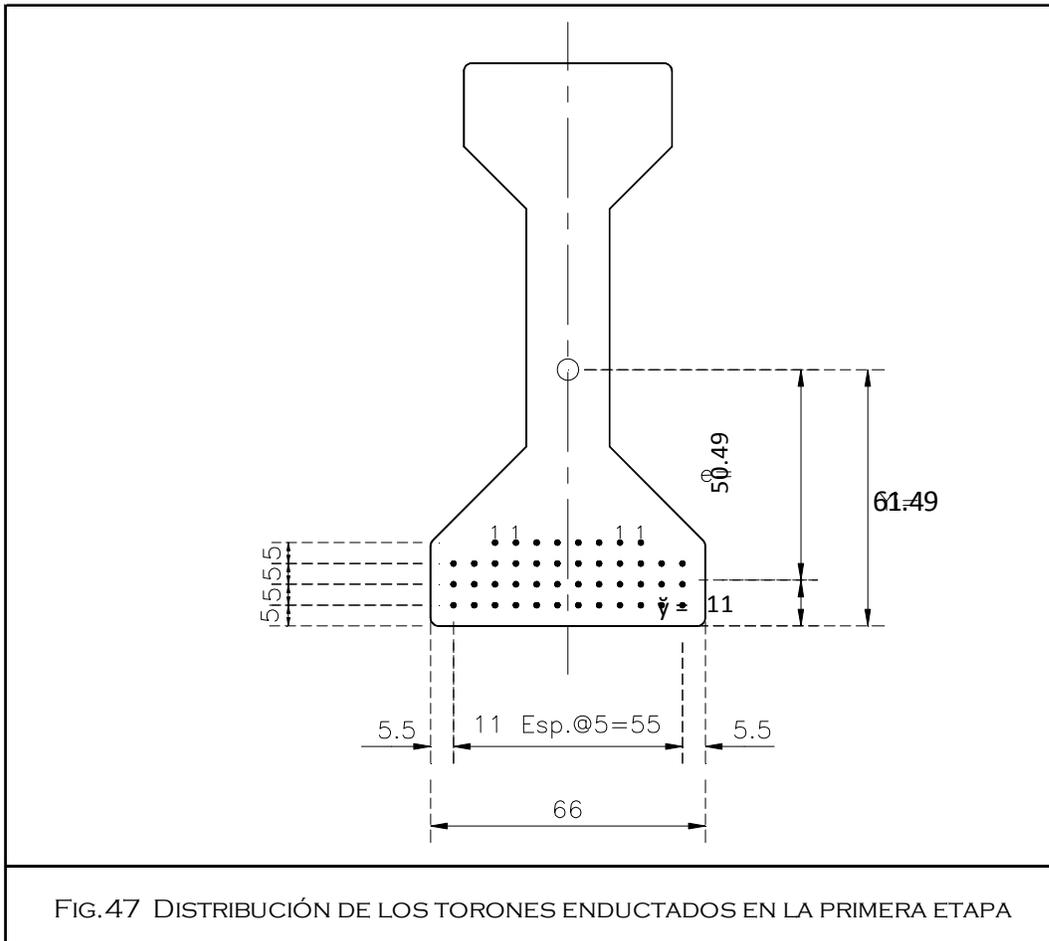
$$Mx_8 = Mc \left[1 - \left(\frac{12.39}{30.00} \right)^2 \right] = 0.32 \quad Mc$$



a) Cálculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + 4 torones enductados a una distancia de 4.52 m

No. De Torones = 44 - 4 = 40 Torones



Usando la ec. (97) tenemos que

$$\bar{y} = \frac{\sum (h \text{ cama} * \text{No. } \phi^p / \text{cama})}{\text{No. } \phi \text{ Totales}}$$

$$\bar{y} = \frac{(5) (12) + (10) (12) + (15) (12) + (20) (4)}{40} = 11 \text{ cm}$$

Cálculo de la excentricidad usando la ec. (50) tenemos que:

$$e = y_i - \bar{y}$$



Sustituyendo ec. (98) tenemos que:

$$e = 61.49 - 11 = 50.49 \text{ cm} = 0.5049 \text{ m}$$

$$e = \mathbf{0.5049 \text{ m}}$$

$$Mx_1 = 0.91 \text{ Mc}$$

$$A = 0.4974 \text{ m}^2$$

$$S_s = 0.13958578 \text{ m}^3$$

$$S_i = 0.16687186 \text{ m}^3$$

Calculo del Presfuerzo (P)

$$P = [(0.75 \times f_s) - ES] \times \alpha_{s\phi} \dots \dots (136)$$

Sustituyendo ec. (136) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 1420.8] \times 0.987 = 12662.37 \text{ kg}$$

$$P = \mathbf{12662.37 \text{ kg}} = \mathbf{12.66 \text{ Ton}}$$

$$P_T = P \times \text{No.}\phi \dots \dots (137)$$

Sustituyendo ec. (137) tenemos que:

$$P_T = 12.66 \times 40 = 506.4 \text{ Ton}$$

Calculo de los esfuerzos

$$f_s = \left(\frac{P_T}{A} - \frac{(P_T)(e)}{S_s} \right) \dots \dots (138)$$

$$f_i = \left(\frac{P_T}{A} + \frac{(P_T)(e)}{S_i} \right) \dots \dots (139)$$

Sustituyendo ec. (138) y (139) tenemos que:

$$f_s = \left(\frac{506.4}{0.4974} - \frac{(506.4)(0.5049)}{0.13958578} \right) = -813.62 \text{ Ton/m}^2 \dots \dots 1$$



$$f_i = \left(\frac{506.4}{0.4974} + \frac{(506.40)(0.5049)}{0.16687186} \right) = 2550.3 \text{ Ton/m}^2 \dots 3$$

Considerando Peso Propio de la trabe se tiene:

$$M_x = 0.91 \quad M_c$$

$$M_x = (0.91) (134.33) = 122.24 \text{ Ton/m}$$

Calculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} \dots \dots (140)$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} \dots \dots (141)$$

Sustituyendo ec. (140) y (141) tenemos que:

$$f_s = \frac{122.24}{0.13958578} = 875.73 \text{ Ton/m}^2 \dots \dots 2$$

$$f_i = \frac{122.24}{0.16687186} = 732.54 \text{ Ton/m}^2 \dots \dots 4$$

Calculo de los esfuerzo Totales

$$f_s = 1 + 2 = -813.62 + 875.73 = 62.11 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 4 = 2550.3 - 732.54 = 1817.8 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K}$$

b) Calculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + Peso propio de losa y diafragma

$$M_{c \text{ Losa y Diafragma}} = 134.33 + 86.85 = 221.18 \text{ Ton/m}$$

$$M_x = (0.91) (221.18) = 201.27 \text{ Ton/m}$$

Calculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{201.27}{0.13958578} = 1441.9 \text{ Ton/m}^2 \dots \dots 5$$



$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{201.27}{0.16687186} = -1206.14 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 6$$

Calculo de los esfuerzos totales

$$f_s = 1 + 5 = -813.62 + 1441.9 = 628.29 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 6 = 2550.3 - 1206.14 = 1344.2 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K}$$

c) Calculo de los esfuerzos finales + condición b) + Peso propio de la trabe + Peso propio de la Losa y el diafragma + Carpeta asfáltica + Guarnición y parapeto + CV+I

Calculo del Presfuerzo (P)

$$P = [(0.75 \times f_s) - \Delta f_s](\alpha_{s\phi}) (\text{No.}\phi) \quad (142)$$

Sustituyendo ec. (142) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 4109.4] \times 0.987 \times 40 = 400349.82 \text{ kg}$$

$$P = 400349.82 \text{ kg} = \underline{400.35 \text{ Ton}}$$

Calculo de los esfuerzos

$$f_s = \left(\frac{P}{A} - \frac{(P)(e)}{S_s} \right) \quad (143)$$

$$f_i = \left(\frac{P}{A} + \frac{(P)(e)}{S_i} \right) \quad (144)$$

Sustituyendo ec. (143) y (144) tenemos que:

$$f_s = \left(\frac{400.35}{0.4974} - \frac{(400.35)(0.5049)}{0.13958578} \right) = -643.23 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 7$$

$$f_i = \left(\frac{400.35}{0.4974} + \frac{(400.35)(0.5049)}{0.16687186} \right) = 2016.2 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 8$$

Considerando Peso Propio de la trabe se tiene:

$$M_C = [M_{\text{Casf.}} + M_{\text{Parapeto y Guarnición}} + (\text{Carga Viva} + \text{Impacto}) \quad (145)$$



Sustituyendo ec. (145) tenemos que:

$$M_c = 41.51 + 28.13 + 191.14 = 260.78 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_x = 0.91 M_c$$

$$M_x = (0.91) (260.78) = 237.31 \text{ Ton/m}^2$$

Calculo de los esfuerzos

Aquí se usarán los modulos de sección compuesta

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{237.3098}{0.67826169} = 349.88 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 9$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{237.3098}{0.31820504} = -745.78 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 10$$

Calculo de los esfuerzos Totales

$$f_s = 7 + 5 + 9 = -643.23 + 1441.9 + 349.88 = 1148.6 \text{ Ton/m}^2 < 1600 \text{ Ton/m}^2$$

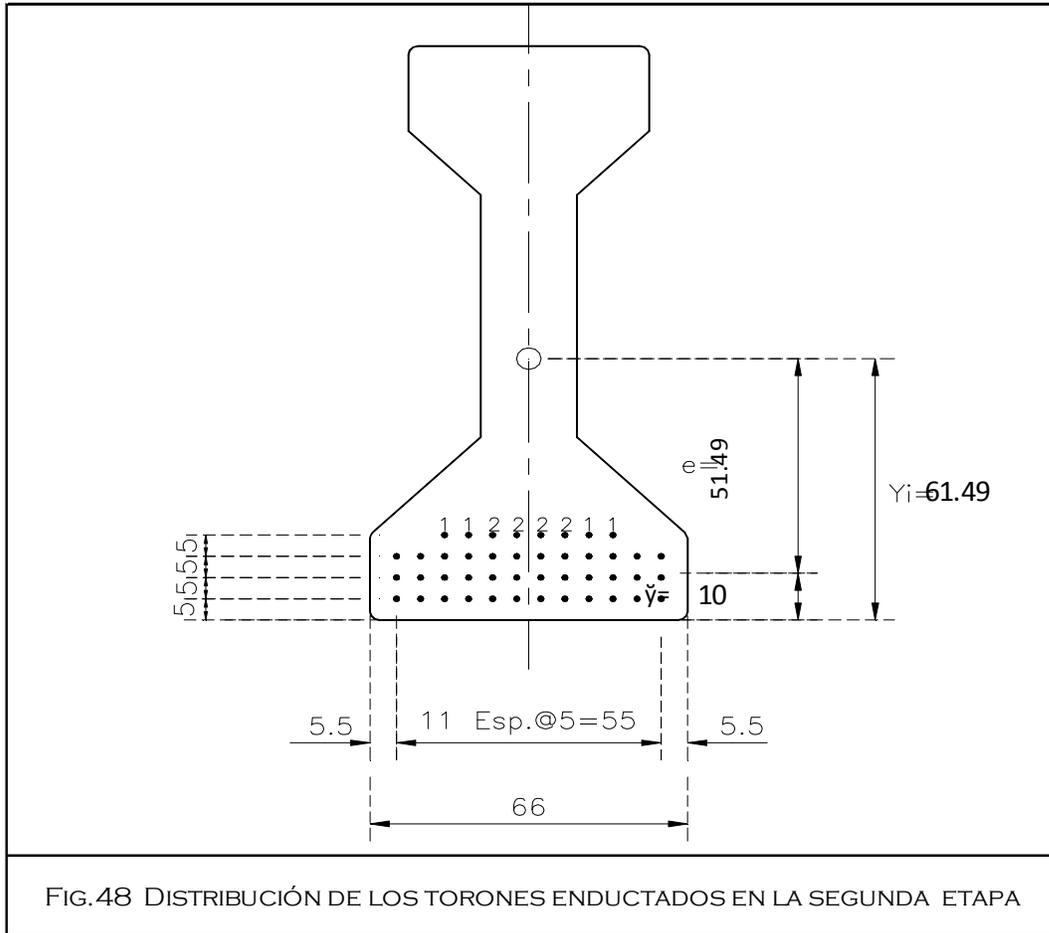
$$f_i = 8 - 6 - 10 = 2016.2 - 1206.14 - 745.78 = 64.29 \text{ Ton/m}^2 < 160 \text{ Ton/m}^2$$



a) Cálculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + 4 torones enductados a una distancia de 6.4 m

No. De Torones = 40 - 4 = 36 Torones



Usando la ec. (97) tenemos que

$$\check{y} = \frac{\sum (h \text{ cama} * \text{No. } \emptyset^p / \text{cama})}{\text{No. } \emptyset \text{ Totales}}$$

$$\check{y} = \frac{(5) (12) + (10) (12) + (15) (12)}{36} = 10 \text{ cm}$$

Cálculo de la excentricidad usando la ec. (98) tenemos que:

$$e = y_i - \check{y}$$



Sustituyendo ec. (98) tenemos que:

$$e = 61.49 - 10 = 51.49 \text{ cm} = 0.5149 \text{ m}$$

$$e = \underline{0.5149 \text{ m}}$$

$$Mx_2 = 0.82 \text{ Mc}$$

$$A = 0.4974 \text{ m}^2$$

$$Ss = 0.13958578 \text{ m}^3$$

$$Si = 0.16687186 \text{ m}^3$$

Calculo del Presfuerzo (P) usando la ec. (136)

$$P = [(0.75 \times fs) - ES] \times a_{s\phi}$$

Sustituyendo ec. (87) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 1420.8] \times 0.987 = 12662.37 \text{ kg}$$

$$P = \underline{12662.37 \text{ kg}} = \underline{12.66 \text{ Ton}}$$

Calculo del presfuerzo Total (P_T) utilizando la ec. (137)

$$P_T = P \times \text{No.}\phi$$

Sustituyendo ec. (137) tenemos que:

$$P_T = 12.66 \times 36 = 455.76 \text{ Ton}$$

Calculo de los esfuerzos f_s y f_i utilizando las ec. (138 y 139 respectivamente)

$$f_s = \left(\frac{P_T}{A} - \frac{(P_T)(e')}{Ss} \right)$$

$$f_i = \left(\frac{P_T}{A} + \frac{(P_T)(e')}{Si} \right)$$



Sustituyendo ec. (138) y (139) tenemos que:

$$f_s = \left(\frac{455.76}{0.4974} - \frac{(455.76)(0.5149)}{0.13958578} \right) = -764.91 \text{ Ton/m}^2 \dots 1$$

$$f_i = \left(\frac{455.76}{0.4974} + \frac{(455.76)(0.5149)}{0.16687186} \right) = 2322.6 \text{ Ton/m}^2 \dots 3$$

Considerando Peso Propio de la trabe se tiene:

$$M_x = 0.82 M_c$$

$$M_x = (0.82) (134.33) = 110.15 \text{ Ton/m}$$

Calculo de los esfuerzos (f_s) y (f_i) usando la ec. (140 y 141)

$$f_s = \frac{M_x}{S_s}$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i}$$

Sustituyendo ec. (140) y (141) tenemos que:

$$f_s = \frac{110.15}{0.13958578} = 789.12 \text{ Ton/m}^2 \dots 2$$

$$f_i = \frac{110.15}{0.16687186} = 660.09 \text{ Ton/m}^2 \dots 4$$

Calculo de los esfuerzo Totales

$$f_s = 1 + 2 = -764.91 + 789.12 = 24.21 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 4 = 2322.6 - 660.09 = 1662.5 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K}$$

b) Calculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + Peso propio de losa y diafragma

$$M_{c \text{ Losa y Diafragma}} = 134.33 + 86.85 = 221.18 \text{ Ton/m}$$

$$M_x = (0.82) (221.18) = 181.37 \text{ Ton/m}$$



Calculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{181.37}{0.13958578} = 1299.3 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 5$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{181.37}{0.16687186} = -1086.88 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 6$$

Calculo de los esfuerzos totales

$$f_s = 1 + 5 = -764.91 + 1299.3 = 534.43 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 6 = 2322.6 - 1086.88 = 1235.7 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K}$$

c) Calculo de los esfuerzos finales + condición b) + Peso propio de la trabe + Peso propio de la Losa y el diafragma + Carpeta asfáltica + Guarnición y parapeto + CV+I

Calculo del Presfuerzo (P) utilizando la ec. (142)

$$P = [(0.75 \times f_s) - \Delta f_s](\alpha_s \varphi) (N_o \cdot \varphi)$$

Sustituyendo ec. (142) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 4109.4] \times 0.987 \times 36 = 360314.84 \text{ kg}$$

$$P = 360314.84 \text{ kg} = \underline{\underline{360.31 \text{ Ton}}}$$

Calculo de los esfuerzos f_s y f_i utilizando las ec. (143 y 144)

$$f_s = \left(\frac{P}{A} - \frac{(P)(e)}{S_s} \right)$$

$$f_i = \left(\frac{P}{A} + \frac{(P)(e)}{S_i} \right)$$

Sustituyendo ec. (143) y (144) tenemos que:

$$f_s = \left(\frac{360.31}{0.4974} - \frac{(360.31)(0.5149)}{0.13958578} \right) = -604.71 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 7$$



$$f_i = \left(\frac{360.31}{0.4974} + \frac{(360.31)(0.5149)}{0.16687186} \right) = 1836.2 \text{ Ton/m}^2 \dots 8$$

Considerando Peso Propio de la trabe y utilizando la ec. (145) se tiene:

$$M_c = [M_{\text{Casf.}} + M_{\text{Parapeto y Guarnición}} + (\text{Carga Viva} + \text{Impacto})]$$

Sustituyendo ec. (145) tenemos que:

$$M_c = 41.51 + 28.13 + 191.14 = 260.78 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_x = 0.82 M_c$$

$$M_x = (0.82)(260.78) = 213.84 \text{ Ton/m}^2$$

Calculo de los esfuerzos

Aquí se usarán los modulos de sección compuesta

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{213.8396}{0.67826169} = 315.28 \text{ Ton/m}^2 \dots 9$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{213.8396}{0.31820504} = -672.02 \text{ Ton/m}^2 \dots 10$$

Calculo de los esfuerzos Totales

$$f_s = 7 + 5 + 9 = -604.71 + 1299.3 + 315.28 = 1009.9 \text{ Ton/m}^2 < 1600 \text{ Ton/m}^2$$

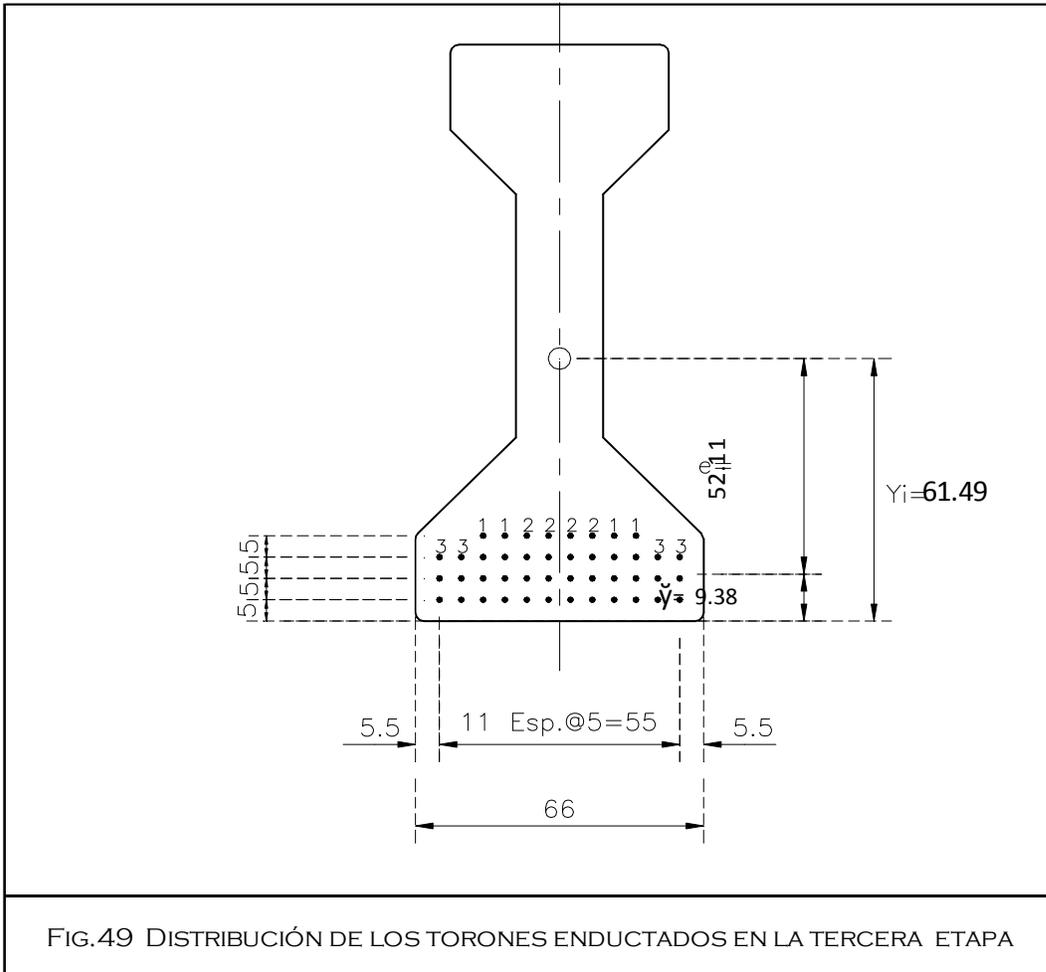
$$f_i = 8 - 6 - 10 = 1836.2 - 1086.88 - 672.02 = 77.26 \text{ Ton/m}^2 < 160 \text{ Ton/m}^2$$



a) Cálculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + 4 torones enductados a una distancia de 7.83 m

No. De Torones = 36 - 4 = 32 Torones



Usando la ec. (49) tenemos que

$$\check{y} = \frac{\sum (h \text{ cama} * \text{NO. } \emptyset^p / \text{cama})}{\text{No. } \emptyset \text{ Totales}}$$

$$\check{y} = \frac{(5) (12) + (10) (12) + (15) (8)}{32} = 9.38 \text{ cm}$$

Cálculo de la excentricidad usando la ec. (98) tenemos que:



$$e = y_i - \bar{y}$$

Sustituyendo ec. (98) tenemos que:

$$e = 61.49 - 9.38 = 52.11 \text{ cm} = 0.5211 \text{ m}$$

$$e = \mathbf{0.5211 \text{ m}}$$

$$Mx_3 = 0.73 \text{ Mc}$$

$$A = 0.4974 \text{ m}^2$$

$$S_s = 0.13958578 \text{ m}^3$$

$$S_i = 0.16687186 \text{ m}^3$$

Calculo del Presfuerzo (P) usando la ec. (136)

$$P = [(0.75 \times f_s) - ES] \times a_{s\phi}$$

Sustituyendo ec. (136) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 1420.8] \times 0.987 = 12662.37 \text{ kg}$$

$$P = \mathbf{12662.37 \text{ kg} = 12.66 \text{ Ton}}$$

Calculo del presfuerzo Total (P_T) utilizando la ec. (137)

$$P_T = P \times \text{No.}\phi$$

Sustituyendo ec. (137) tenemos que:

$$P_T = 12.66 \times 32 = 405.12 \text{ Ton}$$

Calculo de los esfuerzos f_s y f_i utilizando las ec. (138 y 139 respectivamente)

$$f_s = \left(\frac{P_T}{A} - \frac{(P_T)(e)}{S_s} \right)$$

$$f_i = \left(\frac{P_T}{A} + \frac{(P_T)(e)}{S_i} \right)$$



Sustituyendo ec. (138) y (139) tenemos que:

$$f_s = \left(\frac{405.12}{0.4974} - \frac{(405.12)(0.5211)}{0.13958578} \right) = -697.91 \text{ Ton/m}^2 \dots 1$$

$$f_i = \left(\frac{405.12}{0.4974} + \frac{(405.12)(0.5211)}{0.16687186} \right) = 2079.6 \text{ Ton/m}^2 \dots 3$$

Considerando Peso Propio de la trabe se tiene:

$$M_x = 0.73 \text{ } M_c$$

$$M_x = (0.73) (134.33) = 98.06 \text{ Ton/m}$$

Calculo de los esfuerzos (f_s) y (f_i) usando la ec. (140 y 141)

$$f_s = \frac{M_x}{S_s}$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i}$$

Sustituyendo ec. (140) y (141) tenemos que:

$$f_s = \frac{98.06}{0.13958578} = 702.51 \text{ Ton/m}^2 \dots 2$$

$$f_i = \frac{98.06}{0.16687186} = 587.64 \text{ Ton/m}^2 \dots 4$$

Calculo de los esfuerzo Totales

$$f_s = 1 + 2 = -697.91 + 702.51 = 4.6 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 4 = 2079.6 - 587.64 = 1491.9 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K}$$

b) Calculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + Peso propio de losa y diafragma

$$M_{c \text{ Losa y Diafragma}} = 134.33 + 86.85 = 221.18 \text{ Ton/m}$$

$$M_x = (0.73) (221.18) = 161.46 \text{ Ton/m}$$



Calculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{161.46}{0.13958578} = 1156.7 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 5$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{161.46}{0.16687186} = -967.57 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 6$$

Calculo de los esfuerzos totales

$$f_s = 1 + 5 = -697.91 + 1156.7 = 458.8 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 6 = 2079.6 - 967.57 = 1112 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K.}$$

c) Calculo de los esfuerzos finales + condición b) + Peso propio de la trabe + Peso propio de la Losa y el diafragma + Carpeta asfáltica + Guarnición y parapeto + CV+I

Calculo del Presfuerzo (P) utilizando la ec. (142)

$$P = [(0.75 \times f_s) - \Delta f_s](\alpha_{s\phi}) (N_o.\phi)$$

Sustituyendo ec. (142) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 4109.4] \times 0.987 \times 32 = 320279.86 \text{ kg}$$

$$P = 320279.86 \text{ kg} = \underline{\underline{320.28 \text{ Ton}}}$$

Calculo de los esfuerzos f_s y f_i utilizando las ec. (143 y 144)

$$f_s = \left(\frac{P}{A} - \frac{(P)(e)}{S_s} \right)$$

$$f_i = \left(\frac{P}{A} + \frac{(P)(e)}{S_i} \right)$$

Sustituyendo ec. (143) y (144) tenemos que:

$$f_s = \left(\frac{320.28}{0.4974} - \frac{(320.28)(0.5211)}{0.13958578} \right) = -551.76 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 7$$



$$f_i = \left(\frac{320.28}{0.4974} + \frac{(320.28)(0.5211)}{0.16687186} \right) = 1644.1 \text{ Ton/m}^2 \dots 8$$

Considerando Peso Propio de la trabe y utilizando la ec. (145) se tiene:

$$M_c = [M_{\text{Casf.}} + M_{\text{Parapeto y Guarnición}} + (\text{Carga Viva} + \text{Impacto})]$$

Sustituyendo ec. (145) tenemos que:

$$M_c = 41.51 + 28.13 + 191.14 = 260.78 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_x = 0.73 M_c$$

$$M_x = (0.73)(260.78) = 190.37 \text{ Ton/m}^2$$

Calculo de los esfuerzos

Aquí se usarán los modulos de sección compuesta

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{190.3694}{0.67826169} = 280.67 \text{ Ton/m}^2 \dots 9$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{190.3694}{0.31820504} = -598.26 \text{ Ton/m}^2 \dots 10$$

Calculo de los esfuerzos Totales

$$f_s = 7 + 5 + 9 = -551.76 + 1156.7 + 280.67 = 885.62 \text{ Ton/m}^2 < 1600 \text{ Ton/m}^2$$

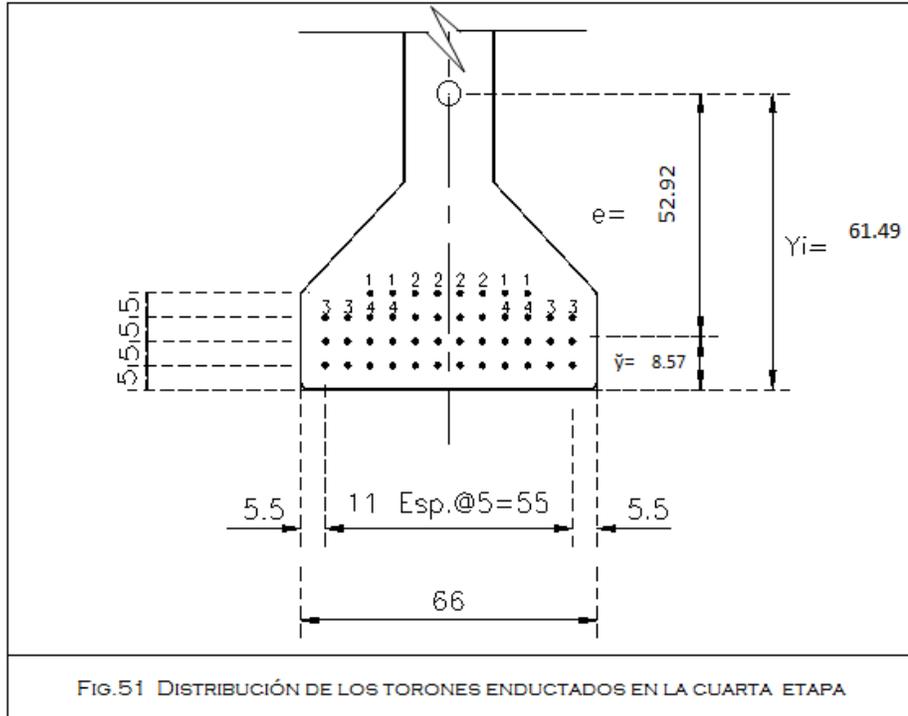
$$f_i = 8 - 6 - 10 = 1644.1 - 967.57 - 598.26 = 78.23 \text{ Ton/m}^2 < 160 \text{ Ton/m}^2$$



a) Cálculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + 4 torones enductados a una distancia de 32 m

No. De Torones = 32 - 4 = 28 Torones



Usando la ec. (97) tenemos que

$$\bar{\gamma} = \frac{\sum (h \text{ cama} * \text{NO. } \emptyset^p / \text{cama})}{\text{No. } \emptyset \text{ Totales}}$$

$$\bar{\gamma} = \frac{(5) (12) + (10) (12) + (15) (4)}{28} = 8.57 \text{ cm}$$

Cálculo de la excentricidad usando la ec. (98) tenemos que:

$$e = \gamma_i - \bar{\gamma}$$



Sustituyendo ec. (98) tenemos que:

$$e = 61.49 - 8.57 = 52.92 \text{ cm} = 0.5292 \text{ m}$$

$$e = \underline{0.5292 \text{ m}}$$

$$Mx_4 = 0.64 \text{ Mc}$$

$$A = 0.4974 \text{ m}^2$$

$$Ss = 0.13958578 \text{ m}^3$$

$$Si = 0.16687186 \text{ m}^3$$

Calculo del Presfuerzo (P) usando la ec. (136)

$$P = [(0.75 \times fs) - ES] \times a_{s\phi}$$

Sustituyendo ec. (136) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 1420.8] \times 0.987 = 12662.37 \text{ kg}$$

$$P = 12662.37 \text{ kg} = \underline{12.66 \text{ Ton}}$$

Calculo del presfuerzo Total (P_T) utilizando la ec. (137)

$$P_T = P \times \text{No.}\phi$$

Sustituyendo ec. (137) tenemos que:

$$P_T = 12.66 \times 28 = 354.48 \text{ Ton}$$

Calculo de los esfuerzos f_s y f_i utilizando las ec. (138 y 139 respectivamente)

$$f_s = \left(\frac{P_T}{A} - \frac{(P_T)(e')}{Ss} \right)$$

$$f_i = \left(\frac{P_T}{A} + \frac{(P_T)(e')}{Si} \right)$$

Sustituyendo ec. (138) y (139) tenemos que:



$$f_s = \left(\frac{354.48}{0.4974} - \frac{(354.48)(0.5292)}{0.13958578} \right) = -631.24 \text{ Ton/m}^2 \dots 1$$

$$f_i = \left(\frac{354.48}{0.4974} + \frac{(354.48)(0.5292)}{0.16687186} \right) = 1836.8 \text{ Ton/m}^2 \dots 3$$

Considerando Peso Propio de la trabe se tiene:

$$M_x = 0.64 \quad M_c$$

$$M_x = (0.64) (134.33) = 85.97 \text{ Ton/m}$$

Calculo de los esfuerzos (f_s) y (f_i) usando la ec. (140 y 141)

$$f_s = \frac{M_x}{S_s}$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i}$$

Sustituyendo ec. (140) y (141) tenemos que:

$$f_s = \frac{85.97}{0.13958578} = 615.89 \text{ Ton/m}^2 \dots 2$$

$$f_i = \frac{85.97}{0.16687186} = 515.19 \text{ Ton/m}^2 \dots 4$$

Calculo de los esfuerzo Totales

$$f_s = 1 + 2 = -631.24 + 615.89 = -15.35 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 4 = 1836.8 - 515.19 = 1321.6 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K}$$

b) Calculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + Peso propio de losa y diafragma

$$M_{c \text{ Losa y Diafragma}} = 134.33 + 86.85 = 221.18 \text{ Ton/m}$$

$$M_x = (0.64) (221.18) = 141.56 \text{ Ton/m}$$



Calculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{141.56}{0.13958578} = 1014.1 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 5$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{141.56}{0.16687186} = -848.32 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 6$$

Calculo de los esfuerzos totales

$$f_s = 1 + 5 = -631.24 + 1014.1 = 382.9 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 6 = 1836.8 - 848.32 = 988.51 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K.}$$

c) Calculo de los esfuerzos finales + condición b) + Peso propio de la trabe + Peso propio de la Losa y el diafragma + Carpeta asfáltica + Guarnición y parapeto + CV+I

Calculo del Presfuerzo (P) utilizando la ec. (142)

$$P = [(0.75 \times f_s) - \Delta f_s] (\alpha_{s\phi}) (N_o \cdot \phi)$$

Sustituyendo ec. (142) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 4109.4] \times 0.987 \times 28 = 280244.88 \text{ kg}$$

$$P = 280244.88 \text{ kg} = \underline{280.24 \text{ Ton}}$$

Calculo de los esfuerzos f_s y f_i u utilizando las ec. (143 y 144)

$$f_s = \left(\frac{P}{A} - \frac{(P)(e')}{S_s} \right)$$

$$f_i = \left(\frac{P}{A} + \frac{(P)(e')}{S_i} \right)$$

Sustituyendo ec. (143) y (144) tenemos que:

$$f_s = \left(\frac{280.24}{0.4974} - \frac{(280.24)(0.5292)}{0.13958578} \right) = -499.04 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 7$$



$$f_i = \left(\frac{280.24}{0.4974} + \frac{(280.24)(0.5292)}{0.16687186} \right) = 1452.1 \text{ Ton/m}^2 \dots 8$$

Considerando Peso Propio de la trabe y utilizando la ec. (145) se tiene:

$$M_c = [M_{\text{Casf.}} + M_{\text{Parapeto y Guarnición}} + (\text{Carga Viva} + \text{Impacto})]$$

Sustituyendo ec. (145) tenemos que:

$$M_c = 41.51 + 28.13 + 191.14 = 260.78 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_x = 0.64 M_c$$

$$M_x = (0.64)(260.78) = 166.9 \text{ Ton/m}^2$$

Calculo de los esfuerzos

Aquí se usarán los modulos de sección compuesta

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{166.8992}{0.67826169} = 246.07 \text{ Ton/m}^2 \dots 9$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{166.8992}{0.31820504} = -524.50 \text{ Ton/m}^2 \dots 10$$

Calculo de los esfuerzos Totales

$$f_s = 7 + 5 + 9 = -499.04 + 1014.1 + 246.07 = 761.17 \text{ Ton/m}^2 < 1600 \text{ Ton/m}^2$$

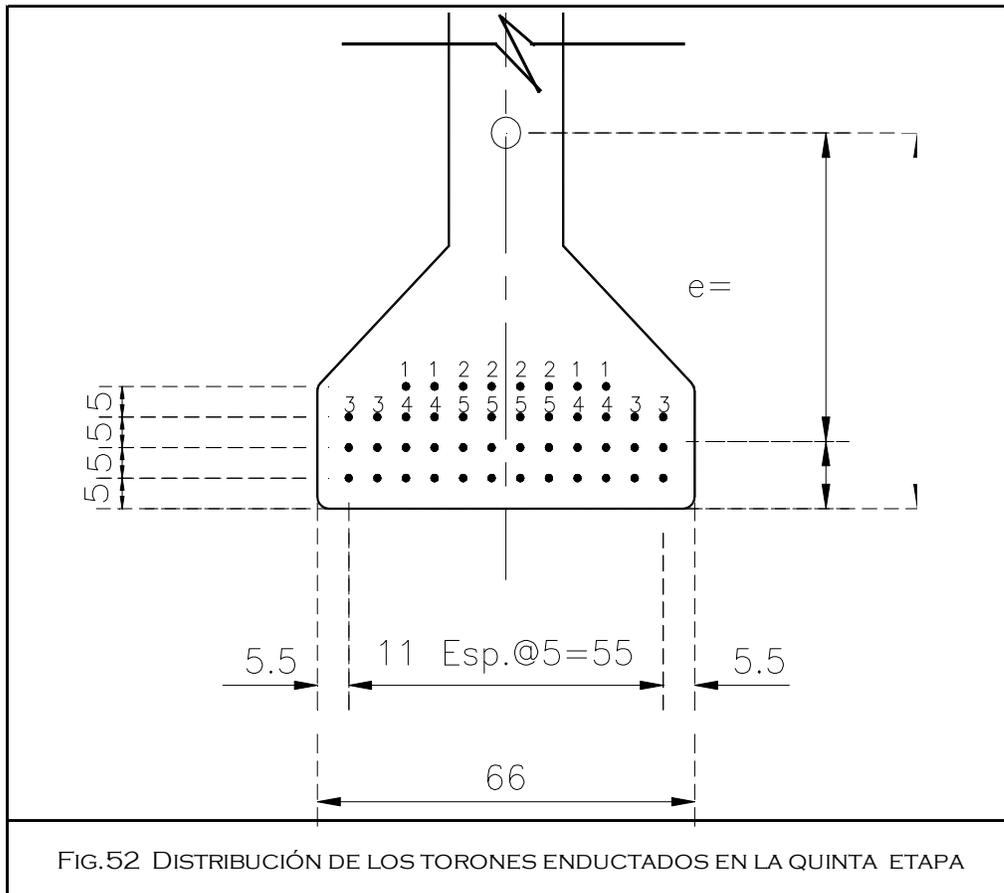
$$f_i = 8 - 6 - 10 = 1452.1 - 848.32 - 524.50 = 79.31 \text{ Ton/m}^2 < 160 \text{ Ton/m}^2$$



a) Cálculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + 4 torones enductados a una distancia de 0.55 m

No. De Torones = 28 - 4 = 24 Torones



Usando la ec. (97) tenemos que

$$\bar{y} = \frac{\sum (h \text{ cama} * \text{NO. } \emptyset \text{ p/cama})}{\text{No. } \emptyset \text{ Totales}}$$

$$\bar{y} = \frac{(5) (12) + (10) (12)}{24} = 7.5 \text{ cm}$$

Cálculo de la excentricidad usando la ec. (98) tenemos que:

$$e = y_i - \bar{y}$$



Sustituyendo ec. (98) tenemos que:

$$e = 61.49 - 7.5 = 53.99 \text{ cm} = 0.5399 \text{ m}$$

$$e = \underline{0.5399 \text{ m}}$$

$$Mx_5 = 0.55 \text{ Mc}$$

$$A = 0.4974 \text{ m}^2$$

$$S_s = 0.13958578 \text{ m}^3$$

$$S_i = 0.16687186 \text{ m}^3$$

Calculo del Presfuerzo (P) usando la ec. (137)

$$P = [(0.75 \times f_s) - ES] \times \alpha s_\phi$$

Sustituyendo ec. (137) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 1420.8] \times 0.987 = 12662.37 \text{ kg}$$

$$P = \underline{12662.37 \text{ kg}} = \underline{12.66 \text{ Ton}}$$

Calculo del presfuerzo Total (P_T) utilizando la ec. (137)

$$P_T = P \times \text{No.}\phi$$

Sustituyendo ec. (137) tenemos que:

$$P_T = 12.66 \times 24 = 303.84 \text{ Ton}$$

Calculo de los esfuerzos f_s y f_i utilizando las ec. (138 y 139 respectivamente)

$$f_s = \left(\frac{P_T}{A} - \frac{(P_T)(e)}{S_s} \right)$$

$$f_i = \left(\frac{P_T}{A} + \frac{(P_T)(e)}{S_i} \right)$$



Sustituyendo ec. (138) y (139) tenemos que:

$$f_s = \left(\frac{303.84}{0.4974} - \frac{(303.84)(0.54)}{0.13958578} \right) = -564.36 \text{ Ton/m}^2 \dots 1$$

$$f_i = \left(\frac{303.84}{0.4974} + \frac{(303.84)(0.54)}{0.16687186} \right) = 1593.9 \text{ Ton/m}^2 \dots 3$$

Considerando Peso Propio de la trabe se tiene:

$$M_x = 0.55 M_c$$

$$M_x = (0.55) (134.33) = 73.88 \text{ Ton/m}$$

Calculo de los esfuerzos (f_s) y (f_i) usando la ec. (140 y 141)

$$f_s = \frac{M_x}{S_s}$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i}$$

Sustituyendo ec. (140) y (141) tenemos que:

$$f_s = \frac{73.88}{0.13958578} = 529.28 \text{ Ton/m}^2 \dots 2$$

$$f_i = \frac{73.88}{0.16687186} = 442.73 \text{ Ton/m}^2 \dots 4$$

Calculo de los esfuerzo Totales

$$f_s = 1 + 2 = -564.36 + 529.28 = -35.08 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 4 = 1593.9 - 442.73 = 1151.2 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K}$$

b) Calculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + Peso propio de losa y diafragma

$$M_{c \text{ Losa y Diafragma}} = 134.33 + 86.85 = 221.18 \text{ Ton/m}$$

$$M_x = (0.55) (221.18) = 121.65 \text{ Ton/m}$$



Calculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{121.65}{0.13958578} = 871.51 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 5$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{121.65}{0.16687186} = -729.00 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 6$$

Calculo de los esfuerzos totales

$$f_s = 1 + 5 = -564.36 + 871.51 = 307.15 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 6 = 1593.9 - 729 = 864.91 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K}$$

c) Calculo de los esfuerzos finales + condición b) + Peso propio de la trabe + Peso propio de la Losa y el diafragma + Carpeta asfáltica + Guarnición y parapeto + CV+I

Calculo del Presfuerzo (P) utilizando la ec. (142)

$$P = [(0.75 \times f_s) - \Delta f_s](\alpha_{s\phi}) (N_o.\phi)$$

Sustituyendo ec. (142) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 4109.4] \times 0.987 \times 24 = 240209.89 \text{ kg}$$

$$P = 240209.89 \text{ kg} = \underline{240.21 \text{ Ton}}$$

Calculo de los esfuerzos f_s y f_i u tilizando las ec. (143 y 144)

$$f_s = \left(\frac{P}{A} - \frac{(P)(e')}{S_s} \right)$$

$$f_i = \left(\frac{P}{A} + \frac{(P)(e')}{S_i} \right)$$

Sustituyendo ec. (143) y (144) tenemos que:

$$f_s = \left(\frac{240.21}{0.4974} - \frac{(240.21)(0.5399)}{0.13958578} \right) = -446.17 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 7$$



$$f_i = \left(\frac{240.21}{0.4974} + \frac{(240.21)(0.5399)}{0.16687186} \right) = 1260.1 \text{ Ton/m}^2 \dots 8$$

Considerando Peso Propio de la trabe y utilizando la ec. (145) se tiene:

$$M_c = [M_{\text{Casf.}} + M_{\text{Parapeto y Guarnición}} + (\text{Carga Viva} + \text{Impacto})]$$

Sustituyendo ec. (145) tenemos que:

$$M_c = 41.51 + 28.13 + 191.14 = 260.78 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_x = 0.55 M_c$$

$$M_x = (0.55)(260.78) = 143.43 \text{ Ton/m}^2$$

Calculo de los esfuerzos

Aquí se usarán los modulos de sección compuesta

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{143.429}{0.67826169} = 211.47 \text{ Ton/m}^2 \dots 9$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{143.429}{0.31820504} = -450.74 \text{ Ton/m}^2 \dots 10$$

Calculo de los esfuerzos Totales

$$f_s = 7 + 5 + 9 = -446.17 + 871.51 + 211.47 = 636.81 \text{ Ton/m}^2 < 1600 \text{ Ton/m}^2$$

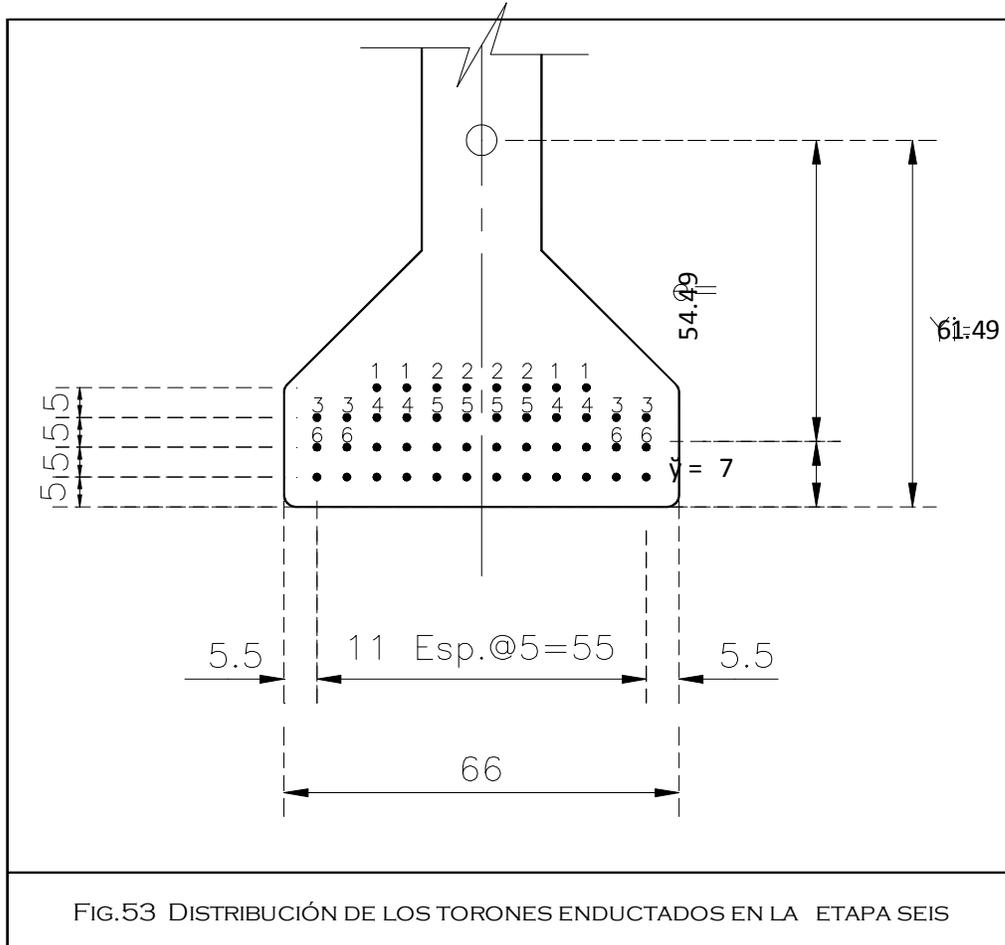
$$f_i = 8 - 6 - 10 = 1260.1 - 729 - 450.74 = 80.37 \text{ Ton/m}^2 < 160 \text{ Ton/m}^2$$



a) Cálculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + 4 torones enductados a una distancia de 0.45 m

No. De Torones = 24 - 4 = 20 Torones



Usando la ec. (97) tenemos que

$$\check{y} = \frac{\sum (h \text{ cama} * \text{No. } \emptyset^p / \text{cama})}{\text{No. } \emptyset \text{ Totales}}$$

$$\check{y} = \frac{(5) (12) + (10) (8)}{20} = 7 \text{ cm}$$

Cálculo de la excentricidad usando la ec. (98) tenemos que:

$$e = y_i - \check{y}$$



Sustituyendo ec. (98) tenemos que:

$$e = 61.49 - 7 = 54.49 \text{ cm} = 0.5449 \text{ m}$$

$$e = \underline{0.5449 \text{ m}}$$

$$Mx_6 = 0.45 \text{ Mc}$$

$$A = 0.4974 \text{ m}^2$$

$$Ss = 0.13958578 \text{ m}^3$$

$$Si = 0.16687186 \text{ m}^3$$

Calculo del Presfuerzo (P) usando la ec. (137)

$$P = [(0.75 \times fs) - ES] \times a_{s\phi}$$

Sustituyendo ec. (137) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 1420.8] \times 0.987 = 12662.37 \text{ kg}$$

$$P = \underline{12662.37 \text{ kg}} = \underline{12.66 \text{ Ton}}$$

Calculo del presfuerzo Total (P_T) utilizando la ec. (137)

$$P_T = P \times \text{No.}\phi$$

Sustituyendo ec. (137) tenemos que:

$$P_T = 12.66 \times 20 = 253.2 \text{ Ton}$$

Calculo de los esfuerzos f_s y f_i utilizando las ec. (138 y 139 respectivamente)

$$f_s = \left(\frac{P_T}{A} - \frac{(P_T)(e)}{S_s} \right)$$

$$f_i = \left(\frac{P_T}{A} + \frac{(P_T)(e)}{S_i} \right)$$



Sustituyendo ec. (138) y (139) tenemos que:

$$f_s = \left(\frac{253.2}{0.4974} - \frac{(253.20)(0.5449)}{0.13958578} \right) = -479.37 \text{ Ton/m}^2 \dots 1$$

$$f_i = \left(\frac{253.2}{0.4974} + \frac{(253.20)(0.5449)}{0.16687186} \right) = 1335.8 \text{ Ton/m}^2 \dots 3$$

Considerando Peso Propio de la trabe se tiene:

$$M_x = 0.45 \quad M_c$$

$$M_x = (0.45) (134.33) = 60.45 \text{ Ton/m}$$

Calculo de los esfuerzos (f_s) y (f_i) usando la ec. (140 y 141)

$$f_s = \frac{M_x}{S_s}$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i}$$

Sustituyendo ec. (140) y (141) tenemos que:

$$f_s = \frac{60.45}{0.13958578} = 433.07 \text{ Ton/m}^2 \dots 2$$

$$f_i = \frac{60.45}{0.16687186} = 362.25 \text{ Ton/m}^2 \dots 4$$

Calculo de los esfuerzo Totales

$$f_s = 1 + 2 = -479.37 + 433.07 = -46.3 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 4 = 1335.8 - 362.25 = 973.59 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K}$$

b) Calculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + Peso propio de losa y diafragma

$$M_{c \text{ Losa y Diafragma}} = 134.33 + 86.85 = 221.18 \text{ Ton/m}$$

$$M_x = (0.45) (221.18) = 99.53 \text{ Ton/m}$$



Calculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{99.53}{0.13958578} = 713.04 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 5$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{99.53}{0.16687186} = -596.45 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 6$$

Calculo de los esfuerzos totales

$$f_s = 1 + 5 = -479.37 + 713.04 = 233.67 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 6 = 1335.8 - 596.45 = 739.39 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K}$$

c) Calculo de los esfuerzos finales + condición b) + Peso propio de la trabe + Peso propio de la Losa y el diafragma + Carpeta asfáltica + Guarnición y parapeto + CV+I

Calculo del Presfuerzo (P) utilizando la ec. (142)

$$P = [(0.75 \times f_s) - \Delta f_s](a_s \phi) (N_o. \phi)$$

Sustituyendo ec. (142) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 4109.4] \times 0.987 \times 20 = 200174.91 \text{ kg}$$

$$P = 200174.91 \text{ kg} = \underline{200.17 \text{ Ton}}$$

Calculo de los esfuerzos f_s y f_i u tilizando las ec. (143 y 144)

$$f_s = \left(\frac{P}{A} - \frac{(P)(e)}{S_s} \right)$$

$$f_i = \left(\frac{P}{A} + \frac{(P)(e)}{S_i} \right)$$

Sustituyendo ec. (143) y (144) tenemos que:

$$f_s = \left(\frac{200.17}{0.4974} - \frac{(200.17)(0.5449)}{0.13958578} \right) = -378.97 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 7$$



$$f_i = \left(\frac{200.17}{0.4974} + \frac{(200.17)(0.5449)}{0.16687186} \right) = 1056.1 \text{ Ton/m}^2 \dots 8$$

Considerando Peso Propio de la trabe y utilizando la ec. (145) se tiene:

$$M_c = [M_{\text{Casf.}} + M_{\text{Parapeto y Guarnición}} + (\text{Carga Viva} + \text{Impacto})] \dots (96)$$

Sustituyendo ec. (145) tenemos que:

$$M_c = 41.51 + 28.13 + 191.14 = 260.78 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_x = 0.45 M_c$$

$$M_x = (0.45) (260.78) = 117.35 \text{ Ton/m}^2$$

Calculo de los esfuerzos

Aquí se usarán los modulos de sección compuesta

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{117.351}{0.67826169} = 173.02 \text{ Ton/m}^2 \dots 9$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{117.351}{0.31820504} = -368.79 \text{ Ton/m}^2 \dots 10$$

Calculo de los esfuerzos Totales

$$f_s = 7 + 5 + 9 = -378.97 + 713.04 + 173.02 = 507.09 \text{ Ton/m}^2 < 1600 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 8 - 6 - 10 = 1056.1 - 596.45 - 368.79 = 90.82 \text{ Ton/m}^2 < 160 \text{ Ton/m}^2$$



a) Cálculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + 4 torones enductados a una distancia de 0.36 m

No. De Torones = 20 - 4 = 16 Torones

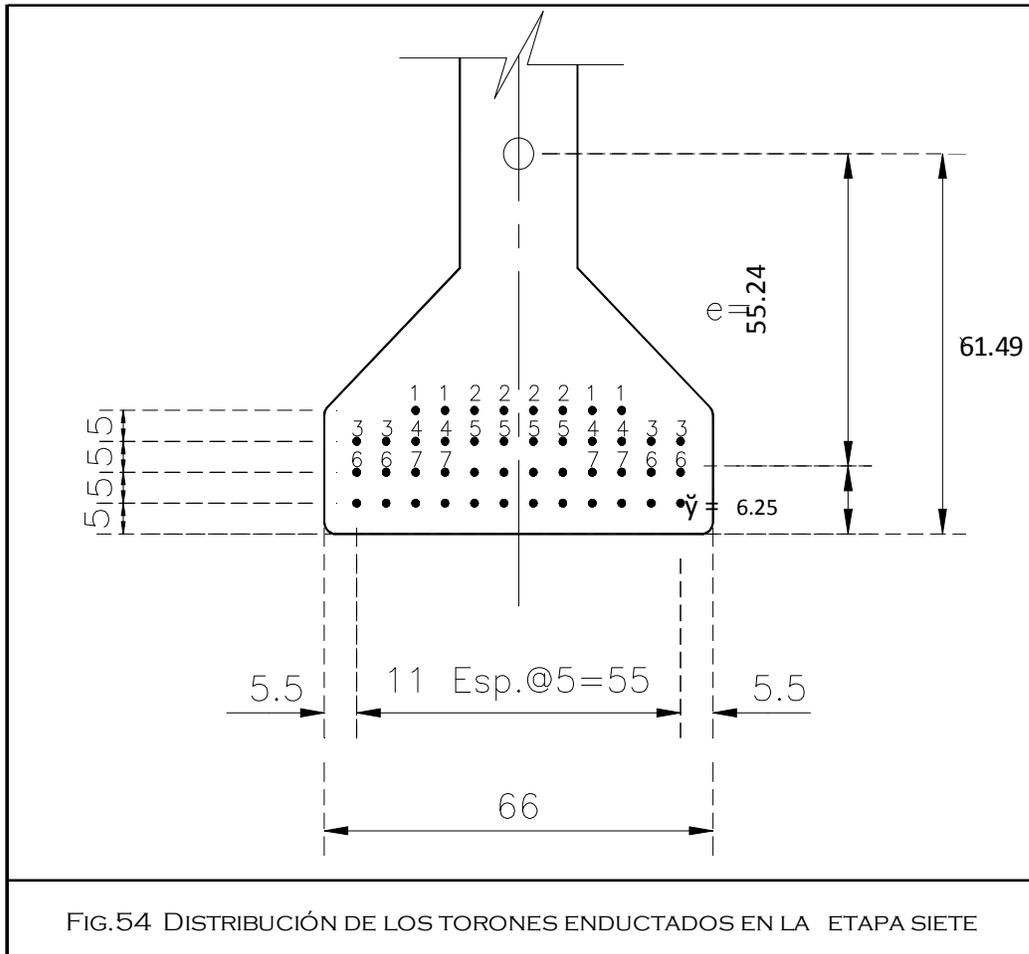


FIG.54 DISTRIBUCIÓN DE LOS TORONES ENDUCTADOS EN LA ETAPA SIETE

Usando la ec. (97) tenemos que

$$\bar{y} = \frac{\sum (h \text{ cama} * \text{NO. } \emptyset^p / \text{cama})}{\text{No. } \emptyset \text{ Totales}}$$

$$\bar{y} = \frac{(5) (12) + (10) (4)}{16} = 6.25 \text{ cm}$$

Cálculo de la excentricidad usando la ec. (98) tenemos que:



$$e = y_i - \check{y}$$

Sustituyendo ec. (98) tenemos que:

$$e = 61.49 - 6.25 = 55.24 \text{ cm} = 0.5524 \text{ m}$$

$$e = \mathbf{0.5524 \text{ m}}$$

$$Mx_7 = 0.36 \text{ Mc}$$

$$A = 0.4974 \text{ m}^2$$

$$Ss = 0.13958578 \text{ m}^3$$

$$Si = 0.16687186 \text{ m}^3$$

Calculo del Presfuerzo (P) usando la ec. (136)

$$P = [(0.75 \times fs) - ES] \times \alpha s_\phi$$

Sustituyendo ec. (136) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 1420.8] \times 0.987 = 12662.37 \text{ kg}$$

$$P = \mathbf{12662.37 \text{ kg} = 12.66 \text{ Ton}}$$

Calculo del presfuerzo Total (P_T) utilizando la ec. (137)

$$P_T = P \times NO.\phi$$

Sustituyendo ec. (137) tenemos que:

$$P_T = 12.66 \times 16 = 202.56 \text{ Ton}$$

Calculo de los esfuerzos f_s y f_i utilizando las ec. (138 y 139 respectivamente)

$$f_s = \left(\frac{P_T}{A} - \frac{(P_T)(e)}{Ss} \right)$$



$$f_i = \left(\frac{P_T}{A} + \frac{(P_T)(e')}{S_i} \right)$$

Sustituyendo ec. (138) y (139) tenemos que:

$$f_s = \left(\frac{202.56}{0.4974} - \frac{(202.56)(0.5524)}{0.13958578} \right) = -394.38 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 1$$

$$f_i = \left(\frac{202.56}{0.4974} + \frac{(202.56)(0.5524)}{0.16687186} \right) = 1077.8 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 3$$

Considerando Peso Propio de la trabe se tiene:

$$M_x = 0.36 \quad M_c$$

$$M_x = (0.36)(134.33) = 48.36 \text{ Ton/m}$$

Calculo de los esfuerzos (f_s) y (f_i) usando la ec. (140 y 141)

$$f_s = \frac{M_x}{S_s}$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i}$$

Sustituyendo ec. (140) y (141) tenemos que:

$$f_s = \frac{48.36}{0.13958578} = 346.45 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 2$$

$$f_i = \frac{48.36}{0.16687186} = 289.8 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 4$$

Calculo de los esfuerzo Totales

$$f_s = 1 + 2 = -394.38 + 346.45 = -47.93 \text{ (Tensión) Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 4 = 1077.8 - 289.8 = 787.98 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K}$$

b) Calculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + Peso propio de losa y diafragma



$$M_{\text{C Losa y Diafragma}} = 134.33 + 86.85 = 221.18 \text{ Ton/m}$$

$$M_x = (0.36) (221.18) = 79.62 \text{ Ton/m}$$

Calculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{79.62}{0.13958578} = 570.4 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 5$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{79.62}{0.16687186} = -477.13 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 6$$

Calculo de los esfuerzos totales

$$f_s = 1 + 5 = -394.38 + 570.4 = 176.02 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 6 = 1077.8 - 477.13 = 600.65 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K}$$

c) Calculo de los esfuerzos finales + condición b) + Peso propio de la trabe + Peso propio de la Losa y el diafragma + Carpeta asfáltica + Guarnición y parapeto + CV+I

Calculo del Presfuerzo (P) utilizando la ec. (142)

$$P = [(0.75 \times f_s) - \Delta f_s](a_s \phi) (N_o \cdot \phi)$$

Sustituyendo ec. (142) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 4109.4] \times 0.987 \times 16 = 160139.93 \text{ kg}$$

$$P = 160139.93 \text{ kg} = \underline{160.14 \text{ Ton}}$$

Calculo de los esfuerzos f_s y f_i utilizando las ec. (143 y 144)

$$f_s = \left(\frac{P}{A} - \frac{(P)(e)}{S_s} \right)$$

$$f_i = \left(\frac{P}{A} + \frac{(P)(e)}{S_i} \right)$$

Sustituyendo ec. (143) y (144) tenemos que:



$$f_s = \left(\frac{160.14}{0.4974} - \frac{(160.14)(0.5524)}{0.13958578} \right) = -311.79 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 7$$

$$f_i = \left(\frac{160.14}{0.4974} + \frac{(160.14)(0.5524)}{0.16687186} \right) = 852.07 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 8$$

Considerando Peso Propio de la trabe y utilizando la ec. (145) se tiene:

$$M_c = [M_{\text{Casf.}} + M_{\text{Parapeto y Guarnición}} + (\text{Carga Viva} + \text{Impacto})]$$

Sustituyendo ec. (145) tenemos que:

$$M_c = 41.51 + 28.13 + 191.14 = 260.78 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_x = 0.36 M_c$$

$$M_x = (0.36)(260.78) = 93.881 \text{ Ton/m}^2$$

Calculo de los esfuerzos

Aquí se usarán los modulos de sección compuesta

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{93.8808}{0.67826169} = 138.41 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 9$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{93.8808}{0.31820504} = -295.03 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 10$$



Calculo de los esfuerzos Totales

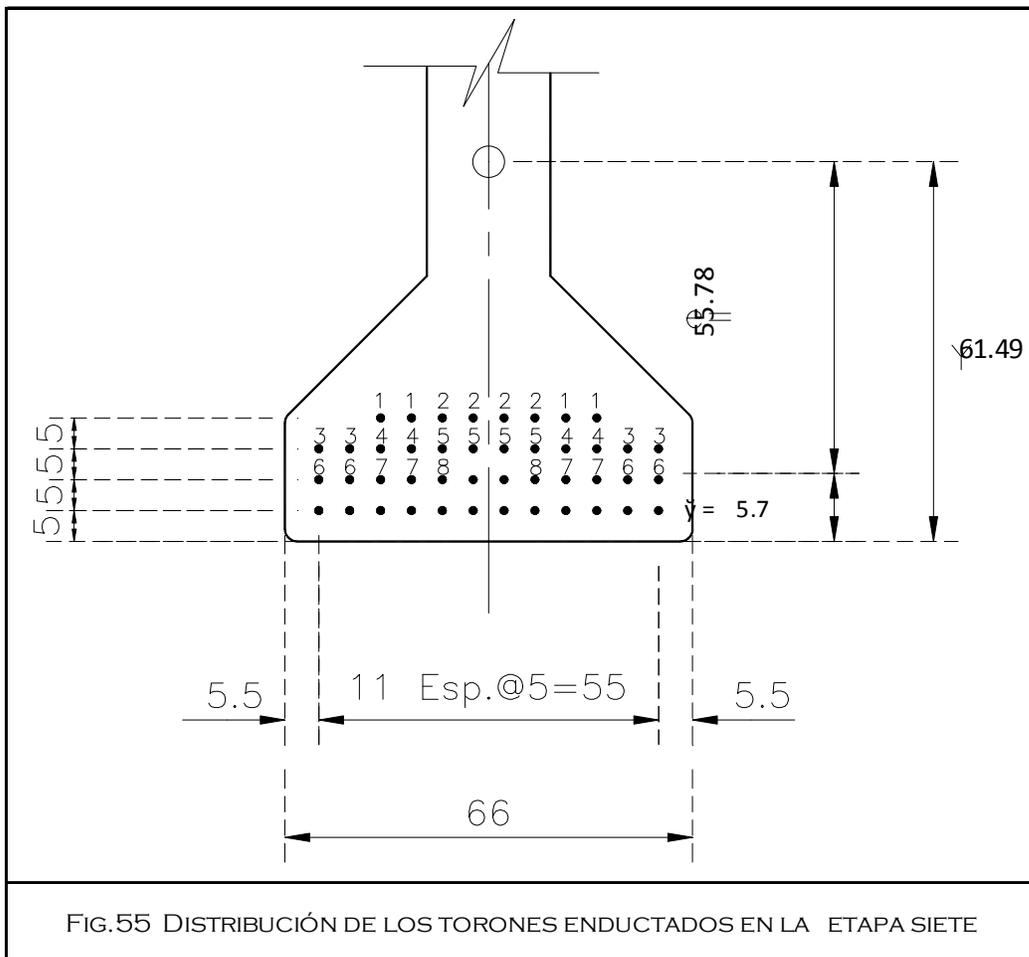
$$f_s = 7 + 5 + 9 = -311.79 + 570.4 + 138.41 = 397.02 \text{ Ton/m}^2 < 1600 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 8 - 6 - 10 = 852.07 - 477.13 - 295.03 = 79.91 \text{ Ton/m}^2 < 160 \text{ Ton/m}^2$$

a) Calculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + 4 torones enductados a una distancia de 0.32 m

$$\text{No. De Torones} = 16 - 2 = 14 \text{ Torones}$$



Usando la ec. (97) tenemos que

$$\check{y} = \frac{\sum (h \text{ cama} * \text{No. } \emptyset^p / \text{cama})}{\text{No. } \emptyset \text{ Totales}}$$



$$\bar{y} = \frac{(5)(12) + (10)(2)}{14} = 5.71 \text{ cm}$$

Calculo de la excentricidad usando la ec. (98) tenemos que:

$$e = y_i - \bar{y}$$

Sustituyendo ec. (98) tenemos que:

$$e = 61.49 - 5.71 = 55.78 \text{ cm} = 0.5578 \text{ m}$$

$$e = \mathbf{0.5578 \text{ m}}$$

$$Mx_8 = 0.32 \text{ Mc}$$

$$A = 0.4974 \text{ m}^2$$

$$Ss = 0.13958578 \text{ m}^3$$

$$Si = 0.16687186 \text{ m}^3$$

Calculo del Presfuerzo (P) usando la ec. (136)

$$P = [(0.75 \times f_s) - E S] \times a_{s\phi}$$

Sustituyendo ec. (136) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 1420.8] \times 0.987 = 12662.37 \text{ kg}$$

$$P = \mathbf{12662.37 \text{ kg} = 12.66 \text{ Ton}}$$

Calculo del presfuerzo Total (P_T) utilizando la ec. (137)

$$P_T = P \times \text{No.}\phi$$

Sustituyendo ec. (137) tenemos que:

$$P_T = 12.66 \times 14 = 177.24 \text{ Ton}$$

Calculo de los esfuerzos f_s y f_i utilizando las ec. (138 y 139 respectivamente)



$$f_s = \left(\frac{P_T}{A} - \frac{(P_T)(e)}{S_s} \right)$$

$$f_i = \left(\frac{P_T}{A} + \frac{(P_T)(e)}{S_i} \right)$$

Sustituyendo ec. (138) y (139) tenemos que:

$$f_s = \left(\frac{177.24}{0.4974} - \frac{(177.24)(0.5578)}{0.13958578} \right) = -351.94 \text{ Ton/m}^2 \dots 1$$

$$f_i = \left(\frac{177.24}{0.4974} + \frac{(177.24)(0.5578)}{0.16687186} \right) = 948.79 \text{ Ton/m}^2 \dots 3$$

Considerando Peso Propio de la trabe se tiene:

$$M_x = 0.32 \text{ Mc}$$

$$M_x = (0.32)(134.33) = 42.99 \text{ Ton/m}$$

Calculo de los esfuerzos (f_s) y (f_i) usando la ec. (140 y 141)

$$f_s = \frac{M_x}{S_s}$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i}$$

Sustituyendo ec. (140) y (141) tenemos que:

$$f_s = \frac{42.99}{0.13958578} = 307.98 \text{ Ton/m}^2 \dots 2$$

$$f_i = \frac{42.99}{0.16687186} = 257.62 \text{ Ton/m}^2 \dots 4$$

Calculo de los esfuerzo Totales

$$f_s = 1 + 2 = -351.94 + 307.98 = -43.96 \text{ (Tensión) Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 4 = 948.79 - 257.62 = 691.17 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K}$$



b) Cálculo de los esfuerzos temporales considerando:

Presfuerzo + Peso propio de la trabe + Peso propio de losa y diafragma

$$M_{c \text{ Losa y Diafragma}} = 134.33 + 86.85 = 221.18 \text{ Ton/m}$$

$$M_x = (0.32) (221.18) = 70.78 \text{ Ton/m}$$

Cálculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{70.78}{0.13958578} = 507.07 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 5$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{70.78}{0.16687186} = -424.16 \text{ Ton/m}^2 \quad . . . 6$$

Cálculo de los esfuerzos totales

$$f_s = 1 + 5 = -351.94 + 507.07 = 155.13 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 3 - 6 = 948.79 - 424.16 = 524.63 \text{ Ton/m}^2 < 1920 \text{ Ton/m}^2 \text{ O.K}$$

c) Cálculo de los esfuerzos finales + condición b) + Peso propio de la trabe + Peso propio de la losa y el diafragma + Carpeta asfáltica + Guarnición y parapeto + CV+I

Cálculo del Presfuerzo (P) utilizando la ec. (142)

$$P = [(0.75 \times f_s) - \Delta f_s] (\alpha_{s\phi}) (N_o \cdot \phi)$$

Sustituyendo ec. (142) tenemos que:

$$P = [(0.75 \times 19000) - 4109.4] \times 0.987 \times 14 = 140122.44 \text{ kg}$$

$$P = 140122.44 \text{ kg} = \underline{140.12 \text{ Ton}}$$

Cálculo de los esfuerzos f_s y f_i utilizando las ec. (143 y 144)

$$f_s = \left(\frac{P}{A} - \frac{(P)(e')}{S_s} \right)$$



$$f_i = \left(\frac{P}{A} + \frac{(P)(e)}{S_i} \right)$$

Sustituyendo ec. (143) y (144) tenemos que:

$$f_s = \left(\frac{140.12}{0.4974} - \frac{(140.12)(0.5578)}{0.13958578} \right) = -278.23 \text{ Ton/m}^2 \dots 7$$

$$f_i = \left(\frac{140.12}{0.4974} + \frac{(140.12)(0.5578)}{0.16687186} \right) = 750.08 \text{ Ton/m}^2 \dots 8$$

Considerando Peso Propio de la trabe y utilizando la ec. (145) se tiene:

$$M_c = [M_{\text{Casf.}} + M_{\text{Parapeto y Guarnición}} + (\text{Carga Viva} + \text{Impacto})]$$

Sustituyendo ec. (145) tenemos que:

$$M_c = 41.51 + 28.13 + 191.14 = 260.78 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_x = 0.32 M_c$$

$$M_x = (0.32)(260.78) = 83.45 \text{ Ton/m}^2$$

Calculo de los esfuerzos

Aquí se usarán los modulos de sección compuesta

$$f_s = \frac{M_x}{S_s} = \frac{83.4496}{0.67826169} = 123.03 \text{ Ton/m}^2 \dots 9$$

$$f_i = \frac{M_x}{S_i} = \frac{83.4496}{0.31820504} = -262.25 \text{ Ton/m}^2 \dots 10$$

Calculo de los esfuerzos Totales

$$f_s = 7 + 5 + 9 = -278.23 + 507.07 + 123.03 = 351.87 \text{ Ton/m}^2 < 1600 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_i = 8 - 6 - 10 = 750.08 - 424.16 - 262.25 = 63.67 \text{ Ton/m}^2 < 160 \text{ Ton/m}^2$$

(Tensión)



Verificación por esfuerzos cortantes

Datos:

Sección simple

$$y_i = 61.49 \text{ cm}$$

$$y_s = 73.51 \text{ cm}$$

$$I_1 = I.c.g = 10260950.40 \text{ cm}^4$$

Sección compuesta

$$y_i = 91.89 \text{ cm}$$

$$y_s = 43.11 \text{ cm}$$

$$I_2 = I.c.g = 29239861.37 \text{ cm}^4$$

$$\text{Pérdidas totales} = (\Delta f_s) = 4109.4 \text{ Kg/cm}^2$$

Paso 1 En los apoyos

$$v_t = -\frac{v_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{v_n}{2}\right)^2 + (f_t)^2} \dots (146)$$

Donde:

$$v_t = \text{Cortante}$$

$$v_n = \frac{\text{Fuerza de presfuerzo en el apoyo descontando los cables enductados}}{\text{Área de la sección transversal de la trabe}} \dots (147)$$

$$\text{Fuerza de presfuerzo en el apoyo} = \frac{(0.75 \cdot f'_s \cdot a_{s\phi} \cdot \text{No.}_{\phi} / \text{Enductar}) - (\Delta f_s \cdot a_{s\phi} \cdot \text{No.}_{\phi})}{\text{Área de la sección transversal de la trabe}} \dots (148)$$

$$a_{s\phi} = \text{Área de acero del toron}$$



$$\text{No. } \Phi^s / \text{Enducta} = \text{No. De torones sin enductar}$$

Sustituyendo ec. (148) tenemos que:

Fuerza de
presfuerzo en =
el apoyo

$$((0.75) (19000) (0.987) (14)) - ((4109.427) (0.987) (14)) = 140122.44$$

Fuerza de presfuerzo en el apoyo 140122.44 kg

Sustituyendo ec. (147) tenemos que:

$$v_n = \frac{140122.44}{4974} = 28.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = \frac{V_1 Q_1}{l_1 b'} + \frac{V_2 Q_2}{l_2 b'} \dots (149)$$

Donde:

$$b' = \text{Espesor del alma} = 20 \text{ cm}$$

$$V_1 = \text{Cortante Trabe} + \text{Cortante Losa} + \text{Cortante Diafragma} \dots (150)$$

$$V_2 = \text{Cortante Carpeta asfáltica} + \text{Cortante Guarnición y Parapeto} + \text{Cortante (C} \dots (151)$$

Sustituyendo ec. (150) y (151) respectivamente tenemos que:

$$V_1 = 17.91 + 10.8 + 0.39 = 29.1 \text{ Ton}$$

$$V_1 = \mathbf{29.1 \text{ Ton}}$$

$$V_2 = 5.535 + 3.75 + 27.16 = 36.445 \text{ Ton}$$

$$V_2 = \mathbf{36.445 \text{ Ton}}$$

$$V_T = V_1 + V_2 = 29.1 + 36.445 = 65.545 \text{ Ton} = 65545.00 \text{ kg}$$

$$V_T = \mathbf{65545.00 \text{ kg}}$$

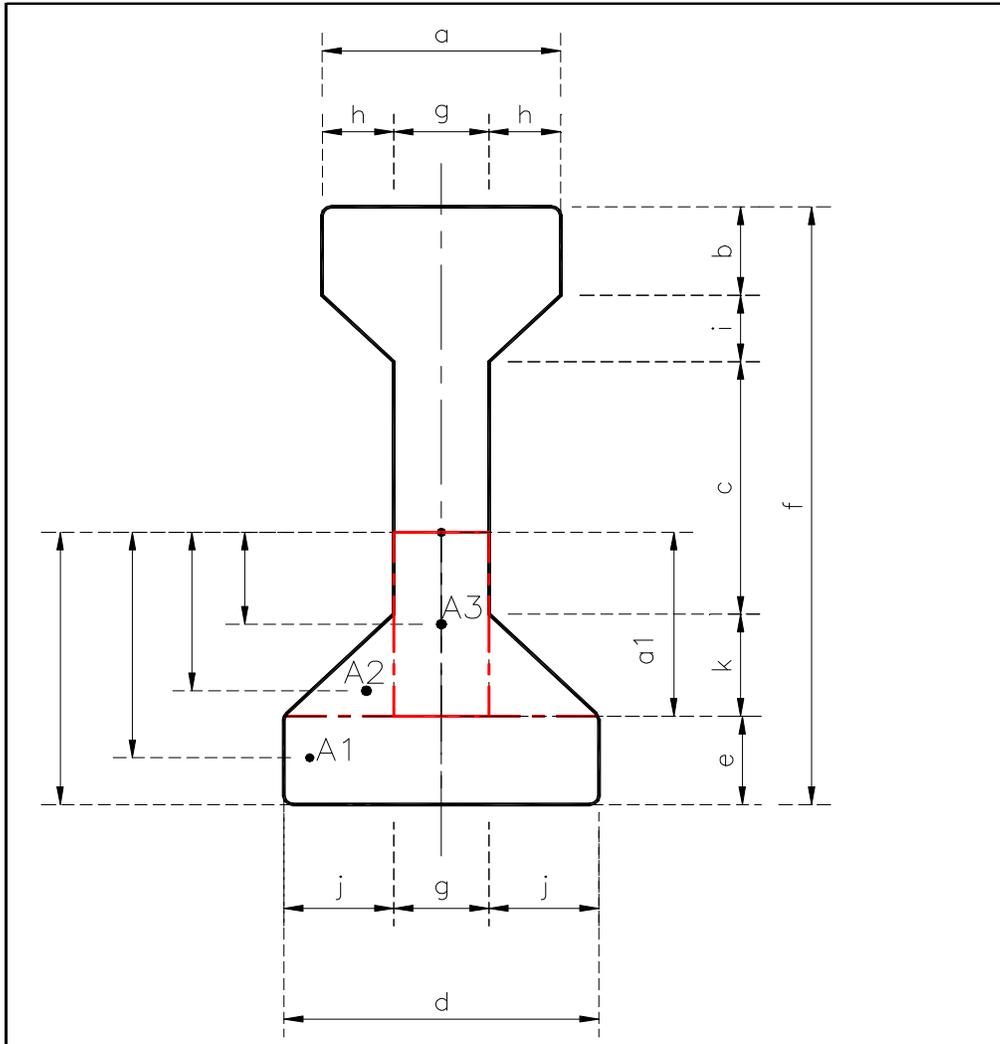


FIG. 56 SE MUESTRAN LAS DISTANCIAS (d_1 , d_2 , y d_3) a considerar en el análisis

$$Q_1 = \sum \frac{A_n \cdot d_n}{d_n} \dots \dots \dots (152)$$

Donde:

A_n = Área de las figuras; $n = 1, 2, 3$

d_n = Distancias de los brazos de palanca; $n = 1, 2, 3$

Calculo de los brazos (d_n) en sección simple

$$d_1 = y_i - (\frac{1}{2} e) \dots \dots \dots (153)$$

$$d_2 = y_i - e - (\frac{1}{2} k) \dots \dots \dots (154)$$



$$a_1 = y_i - e \quad (155)$$

$$d_3 = \frac{a_1}{2} \quad (156)$$

Sustituyendo ec. (153) , (154), (155) y (156) respectivamente tenemos que:

$$d_1 = 61.49 - \left(\frac{1}{2} (20) \right) = 51.49 \text{ cm}$$

$$d_2 = 61.49 - 20 - \left(\frac{1}{3} (23) \right) = 33.82 \text{ cm}$$

$$a_1 = 61.49 - 20 = 41.49 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{41.49}{2} = 20.75 \text{ cm}$$

Calculo de las áreas

$$A_1 = e * d \quad (157)$$

$$A_2 = (j * k) / 2 \quad (158)$$

$$A_3 = g * a_1 \quad (159)$$

Sustituyendo ec. (157) , (158), (159) respectivamente tenemos que:

$$A_1 = (20) (66) = 1320 \text{ cm}$$

$$A_2 = ((23) (23)) / 2 = 264.5 \text{ cm}$$

$$A_3 = (20) (41.49) = 829.8 \text{ cm}$$

Sustituyendo ec. (152) tenemos:

$$Q_1 = ((51.49) (1320.00)) + ((33.82) (264.50)) + ((20.75) (829.80)) = 94131$$

$$Q_1 = \underline{\underline{94130.54}} \text{ cm}^3$$

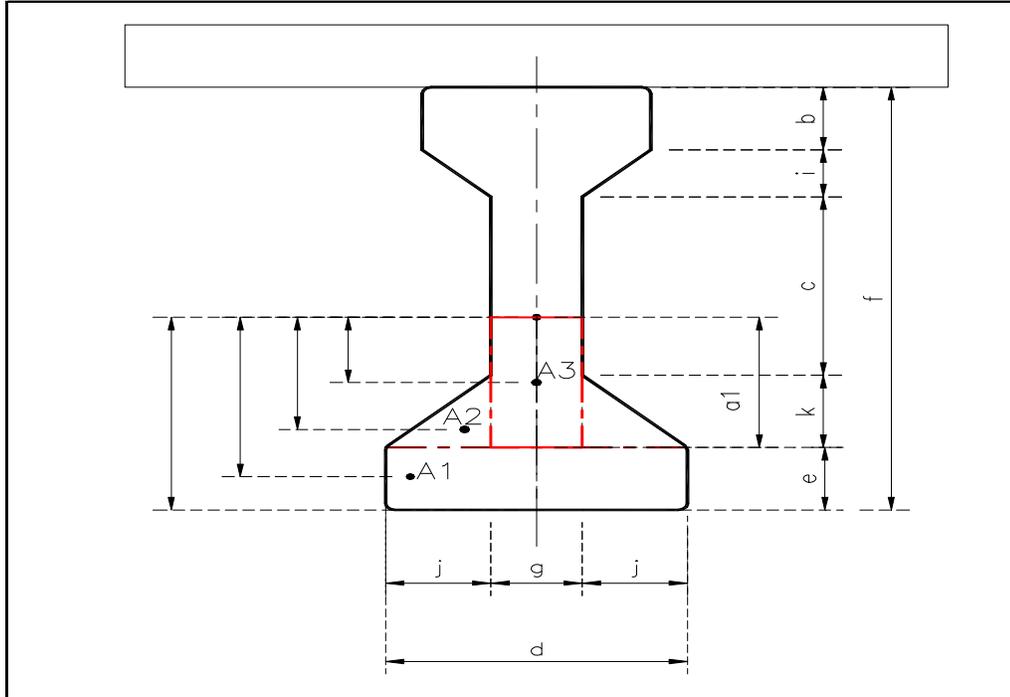


FIG. 57 SE MUESTRAN LAS DISTANCIAS (D_1 , D_2 , Y D_3) A CONSIDERAR EN EL ANÁLISIS PARA LA SECCIÓN COMPUESTA

Las formulas de la (152) a la (159) se usaran para el calculo de Q_2 tomando en cuenta y_i de la sección compuesta.

$$Q_2 = \sum A_n \cdot d_n$$

Donde:

$$A_n = \text{Área de las figuras; } n = 1, 2, 3$$

$$d_n = \text{Distancias de los brazos de palanca; } n = 1, 2, 3$$

Calculo de los brazos (d_n) en sección compuesta

$$d_1 = y_i - (\frac{1}{2} e) \quad \dots \dots \dots (153)$$

$$d_2 = y_i - e - (\frac{1}{3} k) \quad \dots \dots \dots (154)$$

$$a_1 = y_i - e \quad \dots \dots \dots (155)$$

$$d_3 = \frac{a_1}{2} \quad \dots \dots \dots (156)$$



Sustituyendo ec. (153) , (154), (155) y (156) respectivamente tenemos que:

$$d_1 = 91.89 - \left(\frac{1}{2} (20) \right) = 81.89 \text{ cm}$$

$$d_2 = 91.89 - 20 - \left(\frac{1}{3} (23) \right) = 64.22 \text{ cm}$$

$$a_1 = 91.89 - 20 = 71.89 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{71.89}{2} = 35.95 \text{ cm}$$

Calculo de las áreas

$$A_1 = e * d \quad (157)$$

$$A_2 = (j * k) / 2 \quad (158)$$

$$A_3 = g * a_1 \quad (159)$$

Sustituyendo ec. (157) , (158), (159) respectivamente tenemos que:

$$A_1 = (20) (66) = 1320 \text{ cm}$$

$$A_2 = ((23) (23)) / 2 = 264.5 \text{ cm}$$

$$A_3 = (20) (71.89) = 1437.8 \text{ cm}$$

Sustituyendo ec. (152) tenemos:

$$Q_2 = ((81.89) (1320.00)) + ((64.22) (264.50)) + ((35.95) (1437.80)) = 176770$$

$$Q_2 = \underline{176769.9} \text{ cm}^3$$



Sustituyendo la ec. (149) tenemos que:

$$f_t = \frac{V_1 Q_1}{I_1 b'} + \frac{V_2 Q_2}{I_2 b'}$$

$$f_t = \frac{(29100.0)}{(10260950.40)} \frac{(94130.54)}{(20.0)} + \frac{(36445.0)}{(29239861.37)} \frac{(176769.90)}{(20.0)} = 24.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = \underline{24.36} \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo la ec.(146) tenemos que:

$$\nu t = -\frac{\nu n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\nu n}{2}\right)^2 + (f_t)^2}$$

$$\nu t = -\frac{28.17}{2} + \sqrt{\left(\frac{28.17}{2}\right)^2 + (24.36)^2} = 14.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu t = \underline{14.05} \text{ kg/cm}^2$$

Verificación del cortante

$$\nu t < 1.33 \sqrt{f' c} \dots \dots \dots (160)$$

Sustituyendo ec. (160) tenemos:

$$14.05 \text{ kg/cm}^2 < 26.60 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.k}$$

∴ Se considera el espesor del alma propuesto de 20 cm como correcto.

Calculo de la separación de estribos del # 3 c en dos ramas en el eje de apoyos.

Tomando en consideración las especificaciones AASHTO, los elementos de concreto presforzado se reforzaran para resistir los esfuerzos de tensión diagonal con la siguiente expresión:



$$\mathcal{A}_v = \frac{(V_u - V_c) S}{2 f_{sy} j d} \geq \frac{7 b' s}{f_{sy}} \dots \dots \dots (161)$$

Donde:

V_u = Esfuerzo cortante debido a la carga ultima y a efecto del presfuerzo

$$V_u = \frac{1.30}{\Phi} \left[CM + \frac{5}{3}(CV + I) \right] \dots \dots \dots (162)$$

CM = Suma de cortantes de las primeras 4 etapas (Vcm)

CV + I = Cortante por carga viva afectada por impacto y Courbon ($V_{cv} + I + f_c$)

Φ = Factor de resistencia en una sección para cortante 0.90

$f_{sy} = f_y$ = Resistencia especificada a la fluencia del esfuerzo a tensión no presforzado.
No debe exceder de 4200.00 kg/cm²

$$\Sigma V_{cm} = V_{cm} \text{ Losa (1}^{era} \text{ etapa)} + V_{cm} \text{ Total Losa+Diafragma (2}^{da} \text{ Etapa)} + V_{cm} \text{ Carpeta asfáltica (3}^{era} \text{ Etapa)} + V_{cm} \text{ Parapeto y Guarnición (4}^{ta} \text{ Etapa)}$$

$$\Sigma V_{cm} = 17.91 + 11.19 + 5.535 + 3.75 = 38.385 \text{ Ton}$$

$$\Sigma V_{cm} = \underline{\underline{38.385 \text{ Ton}}}$$

$$V_{cv} + I + f_c = \underline{\underline{27.16 \text{ Ton}}}$$

A continuación se sustituye la ec. (162)

$$V_u = \frac{1.30}{0.90} \left[38.385 + \frac{5}{3}(27.16) \right] = 120.83 \text{ Ton}$$

$$V_u = 120.83 \text{ Ton} = 120830 \text{ kg}$$

V_c = Cortante del concreto

Calculo del cortante que soportara el concreto (V_c)

$$V_c = 12.6 b' j d \dots \dots \dots (163)$$



Donde:

$$b' = \text{Alma de la trabe} = 20.00 \text{ cm}$$

$$j = 0.90$$

$$d = (\text{Peralte de la trabe} + \text{Losa}) - \checkmark \dots \dots (164)$$

Sustituyendo ec.(164) tenemos:

$$d = (135 + 20) - 12.73 = 142.27 \text{ cm}$$

$$d = \underline{142.27 \text{ cm}}$$

Sustituyendo ec.(163) tenemos:

$$V_c = 12.6 * 20 * 0.90 * 142.27 = 32266.84 \text{ kg}$$

$$V_c = \underline{32266.84 \text{ kg}} = \underline{32.27 \text{ Ton}}$$

Sustituyendo ec.(161) tenemos:

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) S}{2 f_s y j d} \geq \frac{7 b' s}{f_s y}$$

$$A_v = \frac{(120830.0 - 32266.84) * 100}{2 (4200) (0.90) (142.27)} = 8.23 \text{ cm}^2$$

$$\frac{7 (20) (100)}{(4200)} = 3.33 \text{ cm}^2$$

$$8.23 \text{ cm}^2 \geq 3.33 \text{ cm}^2 \quad \text{O.k}$$

Separación de estribos del # 3 c en dos ramas

$$S = \frac{2 a_s b}{A_v} \dots \dots (165)$$

Donde:

$$S = \text{Separación de los estribos}$$

$$a_c = \text{Área de acero varilla No. 3 c} = 0.71 \text{ cm}^2$$



$b =$ Ancho de diseño = 100 cm

$A_V =$ Esfuerzo de tensión

Sustituyendo ec.(165) tenemos:

$$S = \frac{2 * 0.71 * 100}{8.23} = 17.25 \approx 17$$

∴ Se colocaran estribos del 3 c en dos ramas @ 17 cm

Separación de estribos en los octavos del claro

$$b = \frac{L}{8} = \frac{30.00}{8} = 3.75 \text{ m}$$

CM uniforme = $w =$ Suma de los pesos propios de las primeras 4 etapas (166)

CM concentrada Peso de diafragma etapa 2 (167)

Sustituyendo ec. (166) y (167) respectivamente tenemos que:

$$\text{CM uniforme} = w = 1.194 + 0.72 + 0.369 + 0.25 = 2.533 \text{ Ton/m}$$

$$\text{CM concentrada} = w = 0.78 \text{ Ton}$$

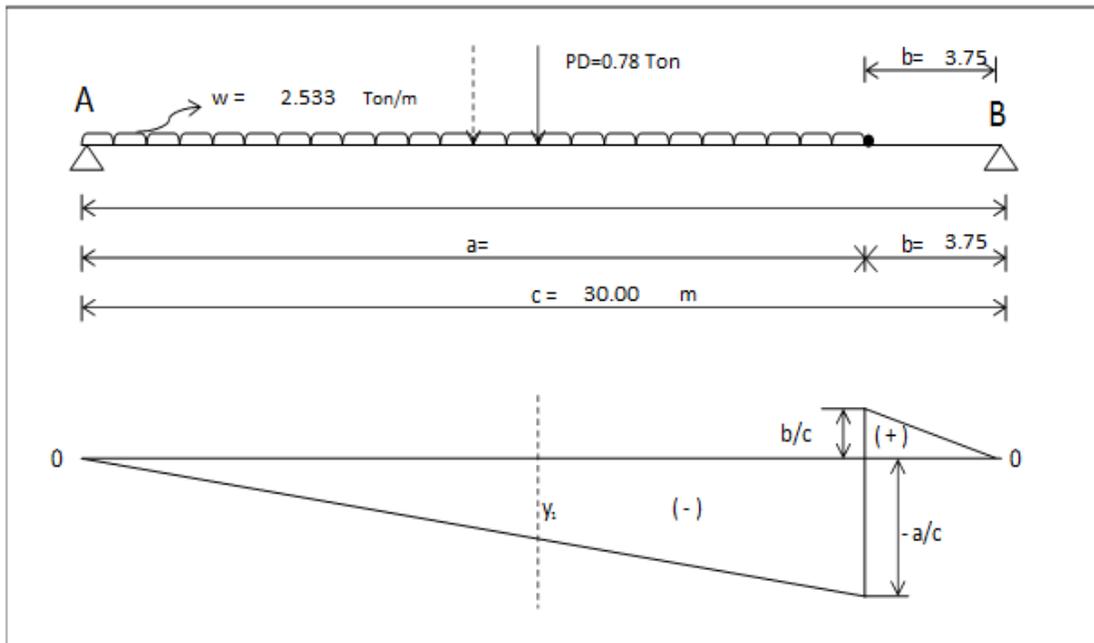


FIG. 58 DIAGRAMA DE CORTANTE POR CARGA MUERTA EN EL OCTAVO DEL CLARO



$$a = c - b \quad (168)$$

Sustituyendo ec. (168) tenemos que:

$$a = 30 - 3.75 = 26.25 \text{ m}$$

$$a = \underline{26.25} \text{ m}$$

$$\frac{b}{c} = \frac{3.75}{30} = \underline{0.125} \text{ m}$$

$$- \frac{a}{c} = \frac{26.25}{30} = \underline{0.875} \text{ m}$$

$$RA = \frac{w * c}{2} \quad (169)$$

$$V_{cm} = \left[\left(\frac{(a)(a/c)}{2} \right) (w) \right] + \left[\left(\frac{(b)(b/c)}{2} \right) (w) \right] \quad (170)$$

Sustituir ec.(169) y (170) respectivamente tenemos que:

$$RA = \frac{(2.533) (30)}{2} = 37.995 \text{ m}$$

$$RA = \underline{37.995} \text{ m}$$

$$V_{cm} = \left[\left(\frac{26.25 * (26.25 / 30.0)}{2} \right) (2.533) \right] +$$

$$. \left[\left(\frac{3.75 * (3.75 / 30.0)}{2} \right) (2.533) \right] = 29.68 \text{ Ton}$$

$$V_{cm} = \underline{29.68} \text{ Ton}$$

$$y_1 = \left(\frac{(a/c)}{a} \right) \left(\frac{c}{2} \right) \quad (171)$$

Sustituir ec.(171) tenemos que:

$$y_1 = \left(\frac{0.875}{26.25} \right) \left(\frac{30}{2} \right) = 0.50 \text{ m}$$



$$y_1 * PD = 0.50 * 0.78 = 0.39 \text{ m}$$

$$V_{cm} \text{ concentrada} = \frac{PD}{2} - PD \dots \dots \dots (172)$$

Sustituir ec.(172) tenemos que:

$$V_{cm} \text{ concentrada} = \frac{0.78}{2} - 0.78 = -0.39 \text{ m}$$

$$\therefore V_{cm} \text{ total} = 29.68 + 0.39 = 30.07 \text{ Ton}$$

Vcm total = 30.07 Ton

Calculo del cortante al Octavo de claro

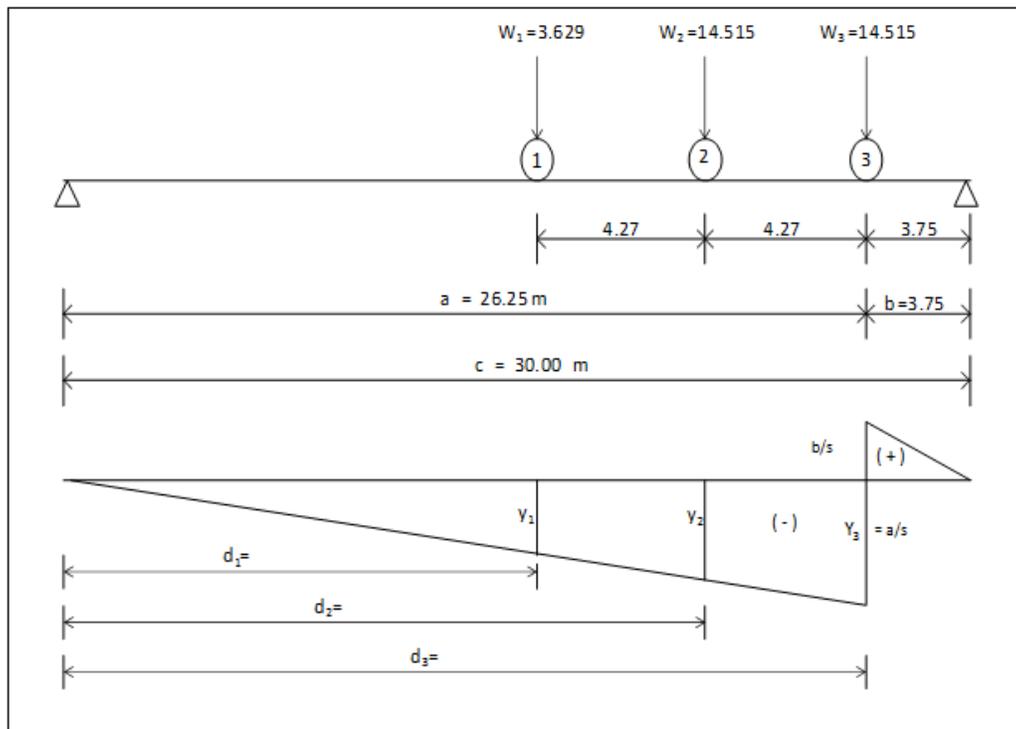


FIG. 57 EN EL ESQUEMA DEL DIAGRAMA DE CORTANTE EN OCTAVO DEL CLARO SE APRECIA LAS CARGAS DEL CAMION UTILIZADO (HS-20) Y SU POSICIÓN EN EL CLARO DE DISEÑO (30M), ASÍ COMO LAS VARIABLES "Y" Y "D".



$$a = c - b \quad (168)$$

Sustituyendo ec. (168) tenemos que:

$$a = 30 - 3.75 = 26.25 \text{ m}$$

$$a = \underline{26.25} \text{ m}$$

$$\frac{b}{c} = \frac{3.75}{30} = \underline{0.125} \text{ m}$$

$$\frac{a}{c} = \frac{26.25}{30} = \underline{0.875} \text{ m}$$

$$RA = \frac{w * c}{2} \quad (169)$$

$$V_{cm} = \left[\left(\frac{(a)(a/c)}{2} \right) (w) \right] + \left[\left(\frac{(b)(b/c)}{2} \right) (w) \right] \quad (170)$$

Sustituir ec.(169) y (170) respectivamente tenemos que:

$$RA = \frac{(3.629)(30)}{2} = 54.435 \text{ m}$$

$$RA = \underline{54.435} \text{ m}$$

$$V_{cm} = \left[\left(\frac{26.25 * (26.25 / 30.0)}{2} \right) (3.629) \right] +$$

$$. \left[\left(\frac{3.75 * (3.75 / 30.0)}{2} \right) (3.629) \right] = 42.53 \text{ Ton}$$

$$V_{cm} = \underline{42.53} \text{ Ton}$$

$$y_1 = \left(\frac{(a/c)}{a} \right) \left(\frac{c}{2} \right) \quad (171)$$

Sustituir ec.(171) tenemos que:

$$y_1 = \left(\frac{0.875}{26.25} \right) \left(\frac{30}{2} \right) = 0.50 \text{ m}$$



Calculo de los elementos faltantes en la figura anterior tales como "a", "b", "e".

$$b = \frac{c}{8} = \frac{30.00}{8} = 3.75 \text{ m}$$

$$a = L - b = 30.00 - 3.75 = 26.25 \text{ m}$$

$$e = 4.27 + 4.27 = 8.54 \text{ m}$$

Calculo de las distancia d_1, d_2, d_3

$$d_1 = a - e = 26.25 - 8.54 = 17.71 \text{ m}$$

$$d_2 = d_1 + 4.27 = 17.71 + 4.27 = 21.98 \text{ m}$$

$$d_3 = d_2 + 4.27 = 21.98 + 4.27 = 26.25 \text{ m}$$

Calculo de las ordenadas en "y".

$$- \frac{a}{c} = y_3 = \frac{26.25}{30.00} = 0.875$$

$$y_1 = (y_3 / a) (d_1) = \left(\frac{0.875}{26.25} \right) 17.71 = 0.59 \text{ m}$$

$$y_1 = \underline{0.59} \text{ m}$$

$$y_2 = (y_3 / a) (d_2) = \left(\frac{0.875}{26.25} \right) 21.98 = 0.73 \text{ m}$$

Calculo del cortante por carga viva (Vcv) al octavo del clar $b = \underline{3.75} \text{ m}$

$$Vcv = (y_1 * W_1) + (y_2 * W_2) + (y_3 * W_3) \quad (173)$$

Sustituyendo la ec. (173) tenemos que:

$$Vcv = ((0.59) (3.629)) + ((0.73) (14.515)) + ((0.875) (14.515))$$

$$Vcv = \underline{25.44} \text{ Ton/carril}$$

$$Vcv + I + fc = [(Vcv) * (l) * (fc_1)] + [(Vcv) * (l) * (fc_2)] \quad (125)$$



Calculo del Impacto

$$I = \frac{15.24}{30 + 38.1} = 0.22 \quad \therefore \quad I = \underline{1.22}$$

Utilizando los valores de concentración de Courbon (ec. (29)) tenemos:

$$f_{c_1} = 0.248$$

$$f_{c_2} = 0.510$$

Sustituyendo la ec. (174) tenemos que:

$$V_{cv} + I + f_c = [(25.44) (1.22) (0.248)] + [(25.44) (1.22) (0.510)]$$

$$V_{cv} + I + f_c = 23.53 \text{ Ton}$$

Utilizando la ec. (162) y sustituyendo la misma tenemos:

$$V_u = \frac{1.30}{\Phi} \left[CM + \frac{5}{3} (CV + I + f_c) \right]$$

$$V_u = \frac{1.30}{0.90} \left[38.385 + \frac{5}{3} (23.53) \right] = 112.09 \text{ Ton}$$

$$V_u = \underline{112090.00} \text{ kg}$$

Utilizando la ec. (161) tenemos:

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) S}{2 f_{s y} j d} \geq \frac{7 b' s}{f_{s y}}$$

$$A_v = \frac{(112090.0 - 32266.84) * 100}{2 (4200) (0.90) (142.27)} = 7.42 \text{ cm}^2$$

$$\frac{7 (20) (100)}{(4200)} = 3.33 \text{ cm}^2$$

$$7.42 \text{ cm}^2 \geq 3.33 \text{ cm}^2 \quad \text{O.k}$$



Separación de estribos del # 3 c en dos ramas usando la ec. (116) tenemos que:

$$S = \frac{2 a_s b}{A_v} = \frac{2 * 0.71 * 100}{7.42} = 19.14 \approx 19$$

Se colocaran estribos del 3 c en dos ramas @ 19 cm

Separación de estribos en el cuarto del claro

En este apartado se utilizarán las fórmulas utilizadas en el calculo de la separación de estribos en el octavo del claro.

$$b = \frac{L}{4} = \frac{30.00}{4} = 7.50 \text{ m}$$

CM uniforme = w = Suma de los pesos propios de las primeras 4 etap (166)

CM concentrada Peso de diafragma etapa 2 (167)

Sustituyendo ec. (166) y (167) respectivamente tenemos que:

$$\text{CM uniforme} = w = 1.194 + 0.72 + 0.369 + 0.25 = 2.533 \text{ Ton/m}$$

$$\text{CM concentrada} = w = 2.533 \text{ Ton}$$

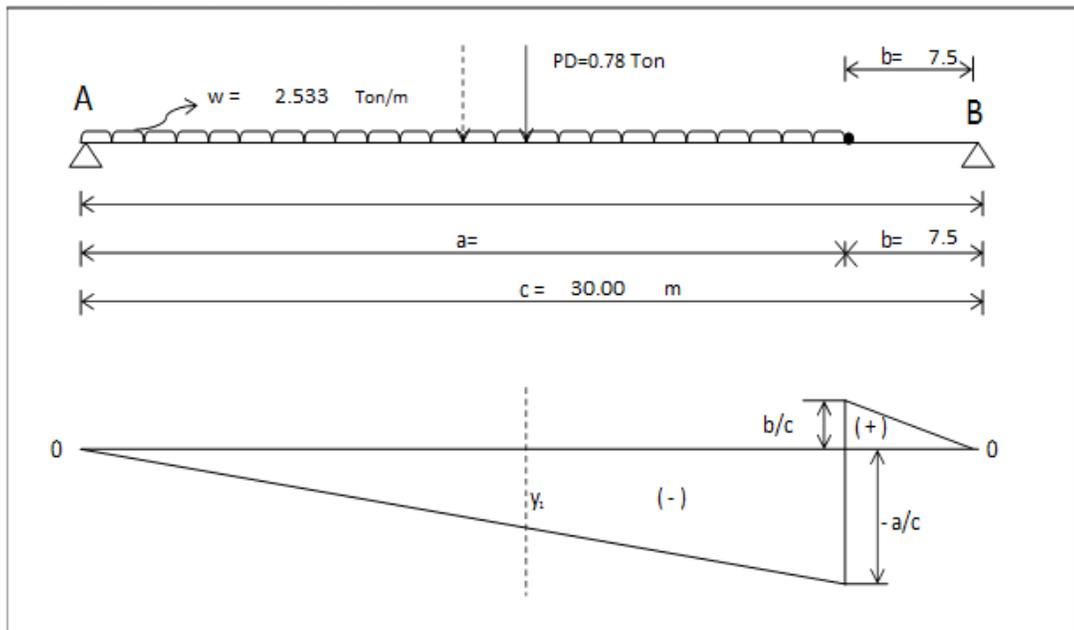


FIG. 58 DIAGRAMA DE CORTANTE POR CARGA MUERTA EN EL OCTAVO DEL CLARO



$$a = c - b \quad \dots \dots \dots (168)$$

Sustituyendo ec. (168) tenemos que:

$$a = 30 - 7.5 = 22.5 \text{ m}$$

$$a = \underline{22.5} \text{ m}$$

$$\frac{b}{c} = \frac{7.5}{30} = \underline{0.25} \text{ m}$$

$$\frac{a}{c} = \frac{22.5}{30} = \underline{0.75} \text{ m}$$

$$RA = \frac{w * c}{2} \quad \dots \dots \dots (169)$$

$$V_{cm} = \left[\left(\frac{(a)(a/c)}{2} \right) (w) \right] + \left[\left(\frac{(b)(b/c)}{2} \right) (w) \right] \dots \dots \dots (170)$$

Sustituir ec.(169) y (170) respectivamente tenemos que:

$$RA = \frac{(2.533)(30)}{2} = 37.995 \text{ m}$$

$$RA = \underline{37.995} \text{ m}$$

$$V_{cm} = \left[\left(\frac{22.5 * (22.5 / 30.0)}{2} \right) (2.533) \right] + \dots \dots \dots$$

$$\dots \dots \dots \left[\left(\frac{7.5 * (7.5 / 30.0)}{2} \right) (2.533) \right] = 23.75 \text{ Ton}$$

$$V_{cm} = \underline{23.75} \text{ Ton}$$

$$y_1 = \left(\frac{(a/c)}{a} \right) \left(\frac{c}{2} \right) \quad \dots \dots \dots (171)$$

Sustituir ec.(171) tenemos que:

$$y_1 = \left(\frac{0.75}{22.5} \right) \left(\frac{30}{2} \right) = 0.50 \text{ m}$$



$$y_1 * PD = 0.50 * 2.533 = 1.27 \text{ m}$$

$$V_{cm} \text{ concentrada} = \frac{PD}{2} - PD \dots \dots \dots (172)$$

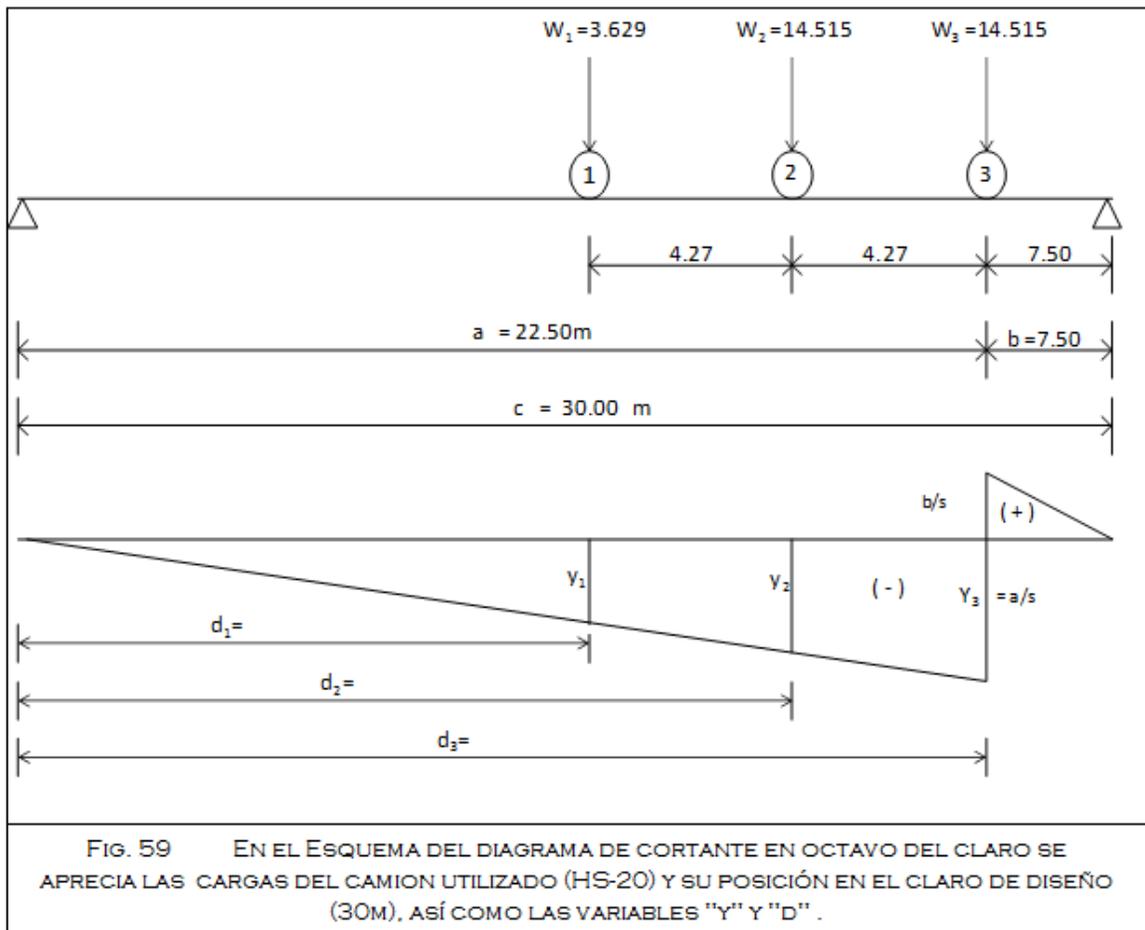
Sustituir ec.(172) tenemos que:

$$V_{cm} \text{ concentrada} = \frac{2.533}{2} - 2.533 = -1.2665 \text{ m}$$

$$V_{cm} \text{ total} = 23.75 + 1.27 = 25.02 \text{ Ton}$$

Vcm total = 25.02 Ton

Calculo del cortante al Cuarto del claro.





Calculo de los elementos faltantes en la figura anterior tales como "a", "b", "e".

$$b = \frac{c}{4} = \frac{30.00}{4} = 7.5 \text{ m}$$

$$a = L - b = 30.00 - 7.5 = 22.50 \text{ m}$$

$$e = 4.27 + 4.27 = 8.54 \text{ m}$$

Calculo de las distancia d_1, d_2, d_3

$$d_1 = a - e = 22.50 - 8.54 = 13.96 \text{ m}$$

$$d_2 = d_1 + 4.27 = 13.96 + 4.27 = 18.23 \text{ m}$$

$$d_3 = d_2 + 4.27 = 18.23 + 4.27 = 22.50 \text{ m}$$

Calculo de las ordenadas en "y".

$$y_3 = \frac{a}{c} = \frac{22.50}{30.00} = 0.75$$

$$y_1 = (y_3 / a) (d_1) = \left(\frac{0.75}{22.50} \right) 13.96 = 0.47 \text{ m}$$

$$y_1 = \mathbf{0.47 \text{ m}}$$

$$y_2 = (y_3 / a) (d_2) = \left(\frac{0.75}{22.50} \right) 18.23 = 0.61 \text{ m}$$

Calculo del cortante por carga viva (Vcv) al octavo del clar $b = \mathbf{7.5 \text{ m}}$

$$Vcv = (y_1 * W_1) + (y_2 * W_2) + (y_3 * W_3) \dots \dots \dots (173)$$

Sustituyendo la ec. (173) tenemos que:

$$Vcv = ((0.47) (3.629)) + ((0.61) (14.515)) + ((0.75) (14.515))$$

$$Vcv = \mathbf{21.45 \text{ Ton/carril}}$$

$$Vcv + I + fc = [(Vcv) * (l) * (fc_1)] + [(Vcv) * (l) * (fc_2)] \dots \dots \dots (174)$$

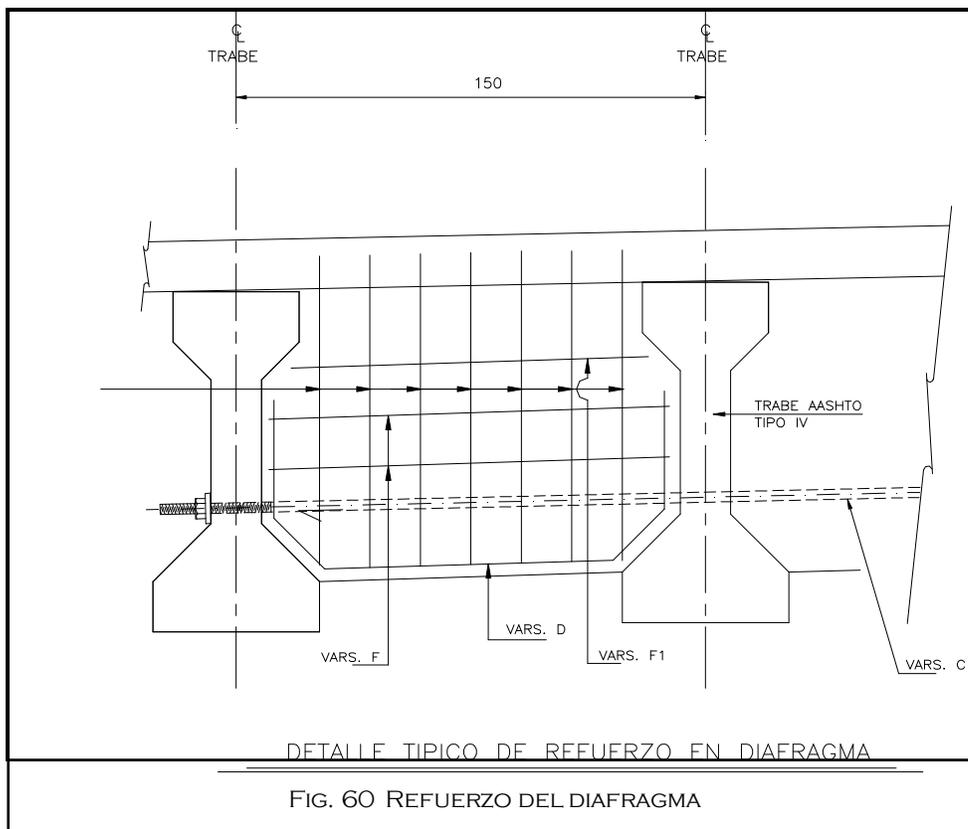


Separación de estribos del # 3 c en dos ramas usando la ec. (165) tenemos que:

$$S = \frac{2 a_s b}{A_v} = \frac{2 * 0.71 * 100}{6.6} = 21.52 \approx 21$$

∴ Se colocaran estribos del 3 c en dos ramas @ 21 cm

Análisis y diseño del Diafragma



Análisis del diafragma extremo

$$C_{L \text{ DIAFRAGMA}} = S - 2(\frac{1}{2} g) \quad \dots \dots \dots (175)$$

Donde:

$$C_{L \text{ DIAFRAGMA}} = \text{Claro del diafragma, m}$$



S = Separación a ejes de las trabes

g = Espesor del alma de la trabe, (Para la trabe tipo IV g= 20 cm)

Sustituyendo la ec. (175) tenemos que:

$$C_{L\text{DIAFRAGMA}} = 1.50 - (2 * \frac{1}{2} * 0.20) = 1.30 \text{ m}$$

$$C_{L\text{DIAFRAGMA}} = \underline{1.30} \text{ m}$$

$$a = \frac{1}{2} C_{L\text{DIAFRAGMA}} \quad (176)$$

$$b = \frac{1}{3} a \quad (177)$$

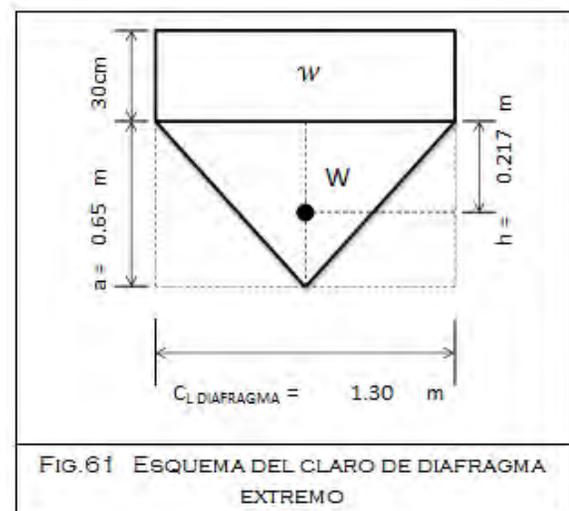
Sustituyendo la ec. (176) y (177) tenemos que:

$$a = \frac{1}{2} (1.30) = 0.65 \text{ m}$$

$$a = \underline{0.65} \text{ m}$$

$$h = \frac{1}{3} (0.65) = 0.217 \text{ m}$$

$$h = \underline{0.217} \text{ m}$$



Momento flexionante del Diafragma

$$\text{Peso de la losa} = (e_{\text{Losa}}) (b) (\gamma_c) \quad (178)$$

$$\text{Peso de asfalto} = (e_{\text{Losa}}) (b) (\gamma_{\text{asf.}}) \quad (179)$$

Sustituyendo la ec. (178) y (179) tenemos que:

$$\text{Peso de la losa} = (0.20) (1.00) (2400) = 480.00 \text{ kg/m}$$



$$\text{Peso de asfalto} = (0.12) (1.00) (2200) = \underline{264.00} \text{ kg/m}$$

$$\Sigma = \mathbf{744.00} \text{ kg/m}$$

Peso del diafragma ($w_{\text{Diafragma}}$)

$$w_{\text{Diafragma}} = (e_{\text{Diafragma}}) (b_T - e) (\gamma_c) \dots \dots \dots (179)$$

Donde:

b_T = Peralte de la trabe; en m

e = Espesor del ancho de paín (para una trabe AASHTO tipo IV es de 0.20 m)

$$w_{\text{Diafragma}} = (0.30) (1.35 - 0.20) (2400) = 828.00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga CV + I} = P + I \dots \dots \dots (180)$$

Donde:

P = Peso de la rueda más cargada del camión de diseño

$$P = \frac{W_2}{2} \dots \dots \dots (181)$$

I = Impacto

Sustituyendo la ec. (181) y (180) tenemos que:

$$P = \frac{14515}{2} = 7257.5 \text{ kg}$$

$$\text{Carga CV + I} = 7257.5 * 1.30 = 9434.8 \text{ kg}$$

$$\text{Carga CV + I} = \mathbf{\underline{9,434.75}} \text{ kg}$$

Momento Flexionante

➤ Por carga w (Losa y Diafragma)

$$w = (e_{\text{Diafragma}}) (\Sigma \text{ Momento Flexionante}) \dots \dots \dots (182)$$

$$w = (0.30) (744.00) = 223.20 \text{ kg}$$



$$w = 223.20 \text{ kg}$$

$$M_{cm} = \frac{(w) (C_{L \text{ DIAFRAGMA}})^2}{8} \dots \dots \dots (183)$$

Sustituyendo la ec. (183) tenemos que:

$$M_{cm} = \frac{(223.20) (1.30)^2}{8} = 36.27 \text{ kg/m}$$

➤ Por carga W (Losa y Asfalto)

$$W = \frac{(C_{L \text{ DIAFRAGMA}})^2}{4} w \dots \dots \dots (184)$$

Sustituyendo la ec. (184) tenemos que:

$$W = \left[\frac{(1.30)^2}{4} \right] (744.00) = 314.34 \text{ kg/m}$$

$$M_{cm} = \frac{W (C_{L \text{ DIAFRAGMA}})}{6} \dots \dots \dots (185)$$

Sustituyendo la ec. (185) tenemos que:

$$M_{cm} = \frac{(314.34) (1.30)}{6} = 68.107 \text{ kg/m}$$

➤ Por carga w (Peso Propio del Diafragma)

$$M_{cm} = \frac{(w_{\text{Diafragma}}) (C_{L \text{ DIAFRAGMA}})^2}{8} \dots \dots \dots (186)$$

Sustituyendo la ec. (186) tenemos que:

$$M_{cm} = \frac{(828.00) (1.30)^2}{8} = 174.92 \text{ kg/m}$$

➤ Por Carga Cv + I

$$M_{Cv+I} = \frac{(Carga Cv + I) (C_{L \text{ DIAFRAGMA}})}{4} \dots \dots \dots (187)$$



Sustituyendo la ec. (187) tenemos que:

$$M_{cv+I} = \frac{(9434.75) (1.30)}{4} = 3066.3 \text{ kg/m}$$

$$MT = \Sigma M_{cm} \dots \dots \dots (188)$$

Sustituyendo la ec. (188) tenemos que:

$$MT = 36.27 + 68.107 + 174.92 + 3066.3 = 3345.6 \text{ kg/m}$$

$$MT = \underline{\underline{3345.6}} \text{ kg/m}$$

Calculo de los Esfuerzos permisibles según la fórmula de LASH (fs)

Para este apartado se podra hacer uso del las ec.(10 - 17) que se usaron para el calculo de la losa.

$$fs = 1343 \left(1 + \frac{M_{cm}}{M_{cv+I}} \right) \leq 1800 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots (10)$$

Sustituyendo la ecuación (10), tenemo que:

$$fs = 1343 \left(1 + \frac{27929.20}{306629} \right) = 1465.3 \leq 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs = \underline{\underline{1465.33}} \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \dots \dots \dots (11)$$

$$E_s = 2,039,000 \dots \dots \dots (12)$$

$$E_c = 14,000 \sqrt{f_c} \dots \dots \dots (13)$$

Sustituyendo la ecuación (12) y (13) en la (11), tenemo que:

$$n = \frac{2,039,000}{14,000 \sqrt{f_c}} = 9.2$$



$$n = \underline{9}$$

$$f_c = 0.4 (f'c) \dots \dots \dots (14)$$

Sustituyendo la ecuación (14), tenemos que:

$$f_c = (0.40) (250) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = \underline{100 \text{ kg/cm}^2}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} \dots \dots \dots (15)$$

Sustituyendo la ecuación (15), tenemos que:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{1465.33}{(9) (100)}} = 0.3805$$

$$k = \underline{0.3805}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \dots \dots \dots (16)$$

Sustituyendo la ecuación (16), tenemos que:

$$j = 1 - \frac{0.3805}{3} = 0.8732 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = \underline{0.8732}$$

$$R = \frac{1}{2} f_c k j \dots \dots \dots (17)$$

Sustituyendo la ecuación (17), tenemos que:

$$R = \frac{1}{2} (100) (0.3805) (0.8732) = 16.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = \underline{16.61 \text{ kg/cm}^2}$$



Calculo del peralte efectivo

$$d = \sqrt{\frac{\sum MC_v + MC_m}{(R) (e_{\text{Diafragma}})}} \quad \text{MD en kg-cm} \quad \dots \quad (189)$$

Sustituyendo la ecuación (189), tenemos que:

$$d = \sqrt{\frac{306629 + 27929.20}{(16.61) (30.00)}} = \sqrt{\frac{334558.20}{498.30}} = 25.91 \text{ cm}$$

$$d = \underline{25.91} \text{ cm}$$

$$d_1 = (b_T + e_{\text{Losa}}) - (e_{\text{Losa}}) - (b) - (r) \quad \dots \quad (190)$$

r = Recubrimiento

Sustituyendo la ecuación (190), tenemos que:

$$d_1 = (135 + 20) - 20 - 20 - 6 = 109.00 \text{ cm}$$

$$d < d_1$$

$$25.91 < 109 \quad \text{O.K}$$

Por lo tanto el peralte disponible es d **109 cm**

Calculo del área de acero

$$A_s = \frac{MT}{f_s j d} \quad \text{MT en kg-cm} \quad \dots \quad (191)$$

Sustituyendo la ecuación (191), tenemos que:

$$A_s = \frac{306629}{(1465.33) (0.8732) (109)} = 2.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \underline{2.2} \text{ cm}^2$$

Calculo del área de acero mínima

$$A_{s \text{ min}} = 0.0035 bh \quad \dots \quad (192)$$



Donde:

$$b = \text{Espesor del diafragma} = 30 \text{ cm}$$

$$h = 135 - 20 = 115 \text{ cm}$$

Sustituyendo ec. (192) tenemos que:

$$A_{s \text{ min}} = (0.0035) \quad (30) \quad (115) = 12.08 \text{ cm}^2 > 2.2 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto tenemos que si el área de la varilla del No. 8 = 5. y la del No. 6 es de 2.85

$$a_s = 2 * 5.07 = 10.14$$

$$a_s = 1 * 2.85 = \underline{2.85}$$

$$a_{s \text{ Total}} = 12.99 \text{ cm}^2 > 12.08 \text{ cm}^2$$

Calculo por fuerza cortante

➤ Por carga w (Losa y diafragma)

$$V_w = \frac{(e_{\text{DIAFRAGMA}}) (\sum \text{Momento Flexionante}) (C_{L \text{ Diafragma}})}{2} \dots \dots \dots (193)$$

Sustituyendo ec. (193) tenemos que:

$$V_w = \frac{(0.30) (744.00) (1.30)}{2} = 145.08 \text{ kg}$$

➤ Por carga W (Losa y asfalto)

$$V_w = \frac{(M_{cm}) (C_{L \text{ Diafragma}})}{2} \dots \dots \dots (194)$$

Sustituyendo ec. (194) tenemos que:

$$V_w = \frac{(279.292) (1.30)}{2} = 181.54 \text{ kg}$$

➤ Por carga $w_{\text{Diafragma}}$ (Peso propio del Diafragma)

$$V_{w_{\text{Diafragma}}} = \frac{(w_{\text{Diafragma}}) (C_{L \text{ Diafragma}})}{2} \dots \dots \dots (195)$$



Sustituyendo ec. (195) tenemos que:

$$V_{W_{\text{Diafragma}}} = \frac{(828)(1.30)}{2} = 538.2 \text{ kg}$$

➤ Por carga $C_v + I$

$$V_{C_v + I} = (P)(C_{L_{\text{Diafragma}}}) \dots \dots \dots (196)$$

Sustituyendo ec. (196) tenemos que:

$$V_{C_v + I} = (7257.5)(1.30) = 9434.8 \text{ kg}$$

$$V_T = V_w + V_{W_{\text{Diafragma}}} + V_{W_{\text{Diafragma}}} + V_{C_v \text{ Diafragma}} \dots \dots \dots (197)$$

Sustituyendo ec. (197) tenemos que:

$$V_T = 145.08 + 181.54 + 538.2 + 9434.8$$

$$V_T = \underline{\underline{10299.57}} \text{ kg}$$

Calculo de los esfuerzos cortantes

$$v = \frac{V_T}{(e_{\text{Diafragma}})(j)(c)} < 1.33 \sqrt{f_c} \dots \dots \dots (198)$$

Sustituyendo ec. (198) tenemos que:

$$v = \frac{10299.57}{(30.00)(0.8732)(109)} = 3.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.33 \sqrt{250} = 21.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$3.61 \text{ kg/cm}^2 < 21.03 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

Calculo de la separación de estribos del # 3c en dos ramas

$$S = \frac{2 a_s f_s j d}{V_T} \dots \dots \dots (199)$$



as de la varilla del # 3 = 0.71

Sustituyendo ec. (199) tenemos que:

$$S = \frac{(2) (0.71) (1800) (0.8732) (109)}{10299.57} = 23.62 \text{ cm}$$

. ∴ Se colocarán estribos del # 3 c @ 20 cm

Análisis del diafragma intermedio

Por Momento Flexionante = 2 Vars. Del # 8c + 1 Vars. Del # 6c (Por Temperatura)

Por Fuerza cortante = V = VT + Por carga W (Losa y Asfalto)

$$\text{Por Fuerza cortante} = V = 10299.57 + 181.54 = 10481.11 \text{ kg}$$

Calculo de la separación de estribos del # 3 c en 2 Ramas

Utilizando la ec. (151)

$$S = \frac{2 \text{ as fs j d}}{V} = \frac{(2) (0.71) (1800) (0.8732) (109)}{10481.11} = 23.21 \text{ cm}$$

. ∴ Se colocarán estribos del # 3 c @ 20 cm

Calculo del refuerzo longitudinal en el lecho de la losa adicional al de temperatura, necesario para resistir el Momento Flexionante negativo causado por la continuidad del diafragma intermedio.

■ Por carga muerta

Por carga W (Losa y Asfalto)

$$M_{cm} = \frac{(M_{cm}) (C_L \text{ Diafragma})}{6} \dots \dots \dots (200)$$

Sustituyendo ec. (200) tenemos que:

$$M_{cm} = \frac{(279.292) (1.30)}{6} = 60.51 \text{ kg/m}$$

■ Por carga Cv + I



$$MCv + I = \frac{h P I}{E} \quad (202)$$

Donde:

E = Ancho de Distribución

$$E = 1.22 + 0.06 S \quad (201)$$

Sustituyendo la ec. (201) y (202) respectivamente tenemos que:

$$E = 1.22 + ((0.06) (1.50)) = 1.31$$

$$MCv + I = \frac{(0.217) (7257.5) (1.30)}{1.31} = 1562.9 \text{ kg/m}$$

$$MT = M_{cm} + MCv+I \quad (202)$$

Sustituyendo ec. (202) tenemos que

$$MT = 60.51 + 1562.9 = 1623.4 \text{ kg/m}$$

$$MT = \underline{\underline{1623}} \text{ kg/m}$$



Calculo de los Esfuerzos permisibles según la fórmula de LASH (f_s)

Para este apartado se podrá hacer uso de las ec.(10 - 17) que se usaron para el calculo de la losa.

$$f_s = 1343 \left(1 + \frac{M_{cm}}{M_{cv} + I} \right) \leq 1800 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots (10)$$

Sustituyendo la ecuación (10), tenemos que:

$$f_s = 1343 \left(1 + \frac{6051.00}{156286} \right) = 1395 \leq 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \underline{1395} \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \dots \dots \dots (11)$$

$$E_s = 2,039,000 \dots \dots \dots (12)$$

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots (13)$$

Sustituyendo la ecuación (12) y (13) en la (11), tenemos que:

$$n = \frac{2,039,000}{14,000 \sqrt{f'_c}} = 9.2$$

$$n = \underline{9}$$

$$f_c = 0.4 (f'_c) \dots \dots \dots (14)$$

Sustituyendo la ecuación (14), tenemos que:

$$f_c = (0.40) (250) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = \underline{100} \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} \dots \dots \dots (15)$$



Sustituyendo la ecuación (15), tenemos que:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{1395}{(9)(100)}} = 0.3922$$

$$k = \underline{\underline{0.3922}}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \dots \dots \dots (16)$$

Sustituyendo la ecuación (16), tenemos que:

$$j = 1 - \frac{0.3922}{3} = 0.8693 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = \underline{\underline{0.8693}}$$

$$R = \frac{1}{2} f_c k j \dots \dots \dots (17)$$

Sustituyendo la ecuación (17), tenemos que:

$$R = \frac{1}{2} (100) (0.3922) (0.8693) = 17.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = \underline{\underline{17.05 \text{ kg/cm}^2}}$$

Calculo del peralte efectivo

$$d = \sqrt{\frac{\Sigma MC_v + MC_m}{(R)(b)}} \text{ MT en kg-cm} \dots \dots \dots (189)$$

Sustituyendo la ecuación (189), tenemos que:

$$d = \sqrt{\frac{156286 + 6051.00}{(17.05)(100.00)}} = \sqrt{\frac{162337.00}{1705.00}} = 9.76 \text{ cm}$$

$$d = \underline{\underline{9.76 \text{ cm}}} < 15 \text{ cm disponibles (Calculo de la losa)}$$

Por lo que se dejara el peralte disponible $d = 15 \text{ cm}$

El cual se considera mínimo por razones constructivas y de rigidez del conjunto



Calculo del área de acero

$$A_s = \frac{MT}{f_s j d} \quad \text{MT en kg/cm}$$

$$A_s = \frac{162337.00}{(1395) (0.8693) (15)} = 8.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \mathbf{8.92 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Calculo de la Separación de las varillas.

$$\text{Usando Varillas del } \# \ 4 \text{ c ; } a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{a_s b}{A_s} = \frac{(1.27) (100)}{8.92} = 14.24 \text{ cm}$$

∴ Se colocara sefuerzo adicional del # 4 c @ 14 cm entre las varillas de temperatu que son # 3 c @ 28 cm (Losa entre las trabes)

Acero de refuerzo disponible

$$A_s \text{ disponible} = \frac{(0.71) (100)}{28} + \frac{(1.27) (100)}{14} = 11.61 \text{ cm}^2 > 8.92 \text{ cm}^2$$

Diafragma intermedio:

La longitud de las varillas adicionales será de 3.00 m y 4.00 m, las cuales se colocaran a tres bolillos (alternandose es decir una y una) prolongándose a partir del eje del diafragma a 1.50 m y la siguinete a 2.00 m según Fig. 59.

Diafragma extremo:

Se colocara el mismo refuerzo adicional que en el diafragma intermedio. Sin embargo las longitudes de las varillas adicionales a partir del eje del diafragma serán de 1.50 m y la siguiente a 2.00 m alternandose a tres bolillos según Fig. 60.

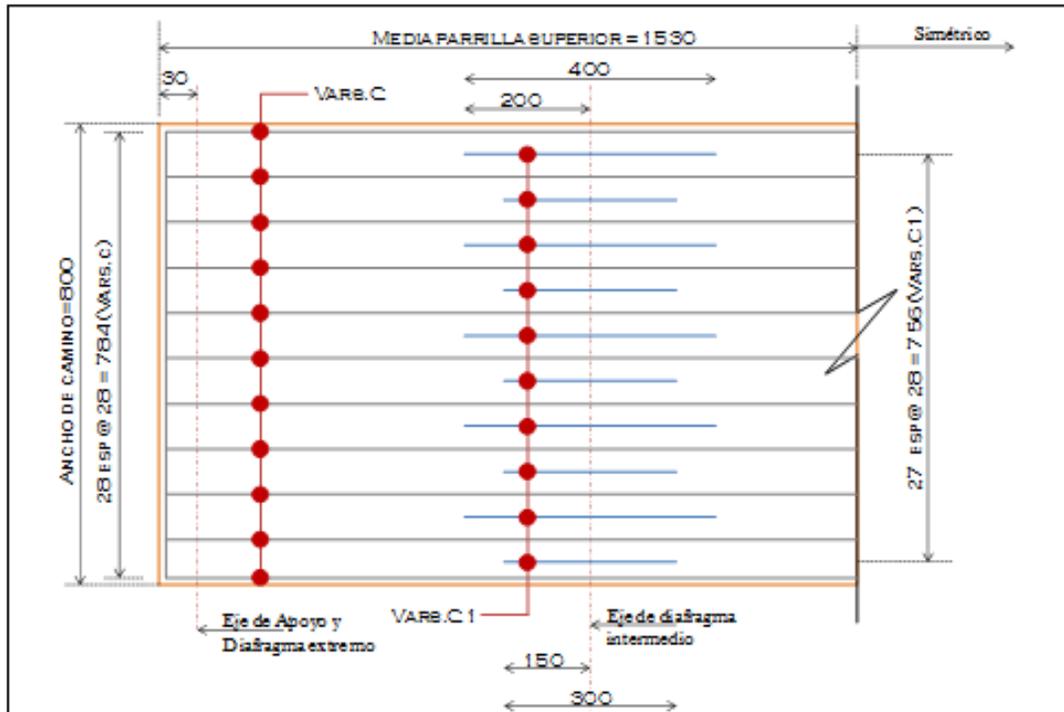


FIG. 62 REPRESENTACIÓN GRAFICA DEL ACOMODO DE LAS VARILLAS NECESARIAS PARA RESISTIR EL MOMENTO FLEXIONANTE NEGATIVO CAUSADO POR LA CONTINUIDAD DE LOS DIAFRAGMAS INTERMEDIOS EN LA PARRILLA SUPERIOR DE LA LOSA ADICIONAL AL ACERO

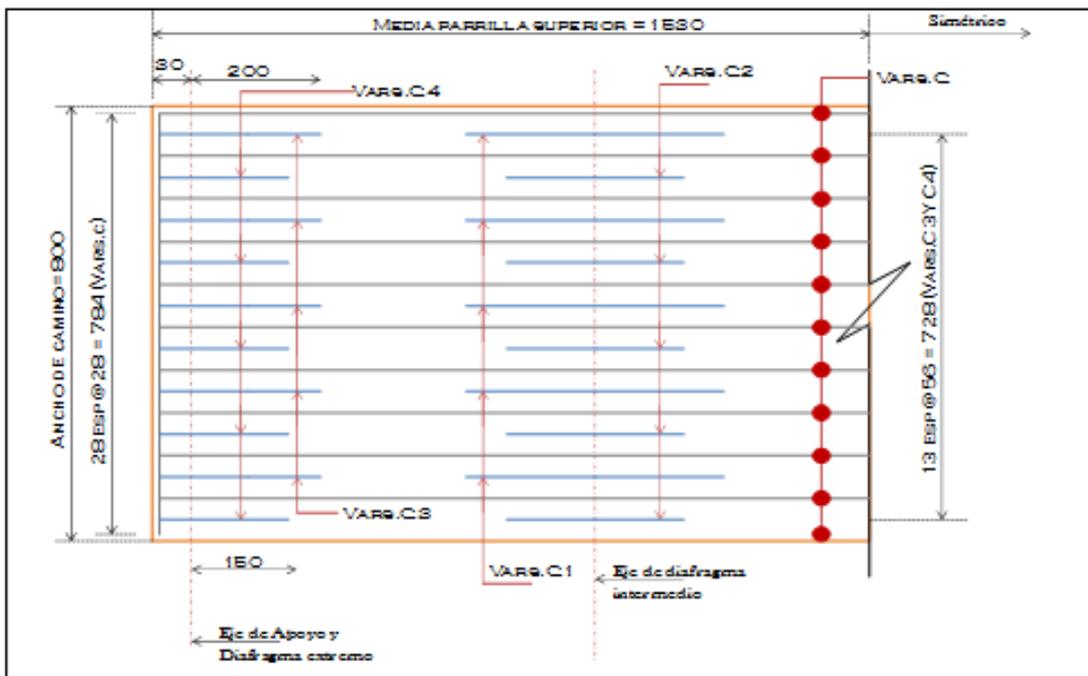


FIG. 63 ARREGLO DE LAS VARILLAS ADICIONALES EN TRES BOLILLOS EN EL DIAFRAGMA EXTREMO



Calculo del Gancho de Izaje

En algunas ocasiones las condiciones de izaje y transporte pueden ser criticas. Debe tenerse especial cuidado en mantener al elemento sin falla en todas sus etapas.

En general los ganchos para izaje estarán hechos de acero de presfuerzo de desperdicio, y el área de acero será la necesaria para cargar el peso propio del elemento con un factor de seguridad. En los planos debe quedar indicado la posición de estos ganchos.

Quando por el peso del elemento se requieren varios torones para formar el gancho, es conveniente forrarlo con ductos metálicos flexibles para evitar concentraciones de esfuerzo y fallas en cadena.

Peso propio.- Se considera en los extremos el 100% de Impacto, por lo tanto:

$$P = (A) (\gamma_c) (CL_T) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (203)$$

Sustituyendo la ec. (203) tenemos que:

$$P = (0.4974) (2.4) (30.60) = 36.53 \text{ Ton}$$

$$P = 36.53 \text{ Ton}$$

Resistencia a la Ruptura de un cable tipo cascabel galvanizado serie 6-37 con alma de acero de 2.22 \emptyset (3/4") de diámetro.

Ruptura LR (Limite real) = 31

Coficiente de seguridad (Cs): 2

$$\text{No. De Cables} = \frac{(P)(Cs)}{\text{Ruptura LR}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (204)$$

Sustituyendo la ec. (204) tenemos que:

$$\text{No. De Cables} = \frac{(36.53)(2)}{31.40} = 2.33 \approx 3$$

No. De Cables = 3 cables

Se pondrán 3 cables tipo cascabel de 2.22 \emptyset (3/4") por extremo.

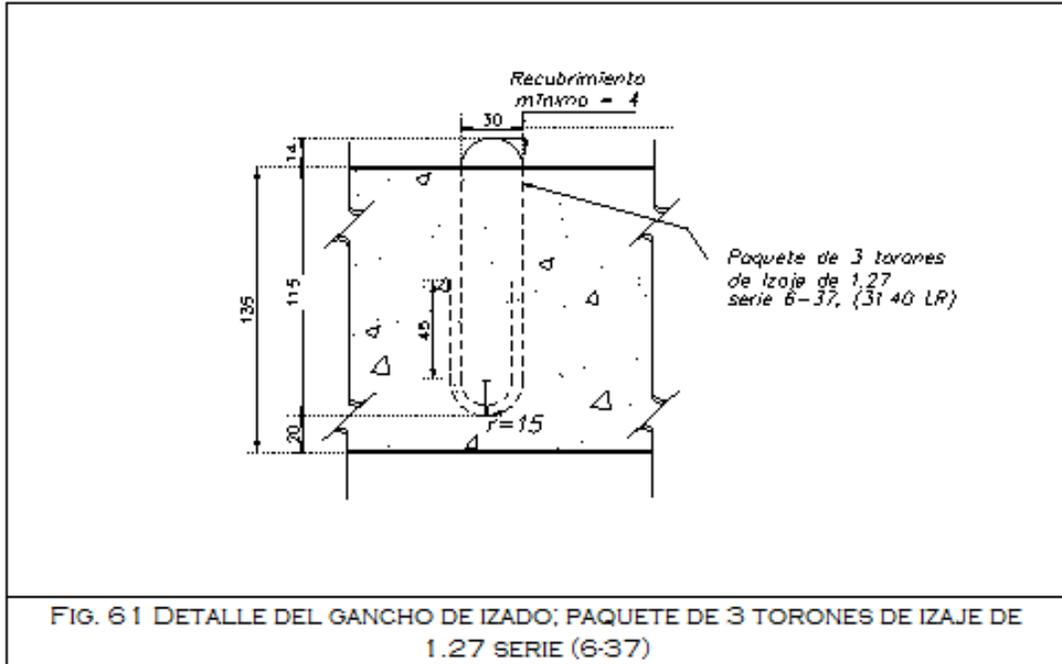


FIG. 61 DETALLE DEL GANCHO DE IZADO; PAQUETE DE 3 TORONES DE IZAJE DE 1.27 SERIE (6-37)

Deformación Probable que se espera al Tensar (Δ)

$$f = \epsilon E; f = \frac{P}{A} ; \epsilon = \frac{\Delta}{L}$$

Si

$$\frac{P}{A} = \frac{\Delta}{L} E$$

Despejando Δ tenemos que:

$$\Delta = \frac{P L}{A E} \dots \dots \dots (205)$$

Donde:

$$A = \text{Área del torón} = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$P = \text{Fuerza Total de Presfuerzo} = 0.75 \times 1900 \times 0.987 = 14065 \text{ kg}$$

$$L = \text{Longitud del cable} = 30.60 \text{ m}$$

$$E = \text{Modulo de elasticidad del Acero} = 1,960,000 \text{ kg/cm}^2$$



Δ = Deformación probable que se espera al tensar

Sustituyendo la ec. (205) tenemos que:

$$\Delta = \frac{(14065) (3060)}{(0.987) (1,960,000)} = 22.25 \text{ cm}$$

$\Delta = \underline{22.25} \text{ cm}$

Calculo de FLECHAS

1) Peso propio: $w = A * \gamma_c = (0.4974) (2.4) = 1.194 \text{ Ton/m ;}$

$$E = \frac{(1,960,000)}{30} = (65333.3) \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{c.g} \text{ Sección simple} = 10,260,950.4 \text{ cm}^4$$

Flecha del Peso Propio (f_{PP})

$$f_{PP} = \frac{5}{384} \times \frac{w L^4}{E I} \dots \dots \dots (206)$$

Sustituyendo la ec. (206) tenemos que:

$$f_{PP} = \frac{5}{384} \times \frac{(11.94) (3000)^4}{(65,333.3) (10,260,950.4)} = 18.78 \text{ cm}$$

$f_{PP} = \underline{18.78} \text{ cm}$

2) Losa y Diafragma:

$w = P_{PL} 1^{era} \text{ Etapa} = 0.72 \text{ Ton/m;}$ Peso Propio de la losa

$P = P_D = 0.78 \text{ Ton}$ Peso del Diafragma

$$f_{LOSA} = \frac{5}{384} \times \frac{w L^4}{E I} \dots \dots \dots (207)$$

$$f_{DIAF.} = \frac{P L^3}{48 E I} \dots \dots \dots (208)$$



$$f_{TOTAL} = f_{LOSA} + f_{DIAF.} \quad (209)$$

Sustituyendo la ec. (207) , (208) y (209) tenemos que:

$$f_{LOSA} = \frac{5}{384} \times \frac{(7.20) (3000)^4}{(65,333.3) (10,260,950.4)} = 11.33 \text{ cm}$$

$$f_{LOSA} = \underline{\underline{11.33 \text{ cm}}}$$

$$f_{DIAF.} = \frac{(780) (3000)^3}{(48) (65,333.3) (10,260,950.4)} = 0.65 \text{ cm}$$

$$f_{DIAF.} = \underline{\underline{0.65 \text{ cm}}}$$

$$f_{TOTAL} = 11.33 + 0.65 = 11.98 \text{ cm}$$

$$f_{TOTAL} = \underline{\underline{11.98 \text{ cm}}}$$

3) Carpeta de asfalto:

$$w = 0.369 \text{ Ton/m} = \text{Peso propio de la carpeta de asfalto}$$

$$I = 29,239,861.4 \text{ cm}^4 = \text{Ic.g Sección Compuesta}$$

$$f_{ASFALTO} = \frac{5}{384} \times \frac{w L^4}{E I} \quad (210)$$

Sustituyendo la ec. (210) tenemos que:

$$f_{ASFALTO} = \frac{5}{384} \times \frac{(3.69) (3000)^4}{(65,333.3) (29,239,861.4)} = 2.04 \text{ cm}$$

$$f_{ASFALTO} = \underline{\underline{2.04 \text{ cm}}}$$

4) Guarnición y Parapeto:

$$w = 0.25 \text{ Ton/m} ; \text{ Peso de la guarnición y parapeto}$$



$$f_{\text{GUAR.Y PARAPETO}} = \frac{5}{384} \times \frac{w L^4}{E I} \quad (211)$$

Sustituyendo la ec. (211) tenemos que:

$$f_{\text{GUAR.Y PARAPETO}} = \frac{5}{384} \times \frac{(2.50) (3000)^4}{(65,333.3) (29,239,861.4)} = 1.38 \text{ cm}$$

5) Carga Viva + Impacto

$$CV + I: M_{cv + I} + f_c = 191.14 \text{ Ton/Trabe} = \text{Courbon}$$

$$f_{CV+I} = \frac{5}{48} \times \frac{M L^2}{E I} \quad (212)$$

Sustituyendo la ec. (212) tenemos que:

$$f_{CV+I} = \frac{5}{48} \times \frac{(19,114,318.5) (3000)^2}{(65,333.3) (29,239,861.4)} = 9.38 \text{ cm}$$

6) Presfuerzo

Esfuerzo de presfuerzo efectivo en el centro del claro 440.38 Ton

$$440.38 \text{ Ton} = \text{Fuerza efectiva}$$

$$10,260,950.4 \text{ cm}^4 = I_{c.g} \text{ Sección Simple}$$

$$e = 61.49 - 12.73 = 48.76 \text{ cm} = 0.4876 \text{ m} \quad (e = \text{excentricidad})$$

$$M = \text{Fuerza efectiva} * \text{Área de la trabe} = 440.38 * 0.4974 = 219.05 \text{ Ton-m}$$

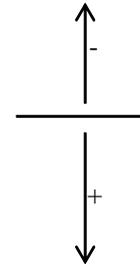
$$f_p = \frac{5}{48} \times \frac{M L^2}{E I} \quad (213)$$

Sustituyendo la ec. (213) tenemos que:

$$f_p = \frac{5}{48} \times \frac{(21905000) (3000)^2}{(65,333.3) (10,260,950.4)} = 30.63 \text{ cm}$$

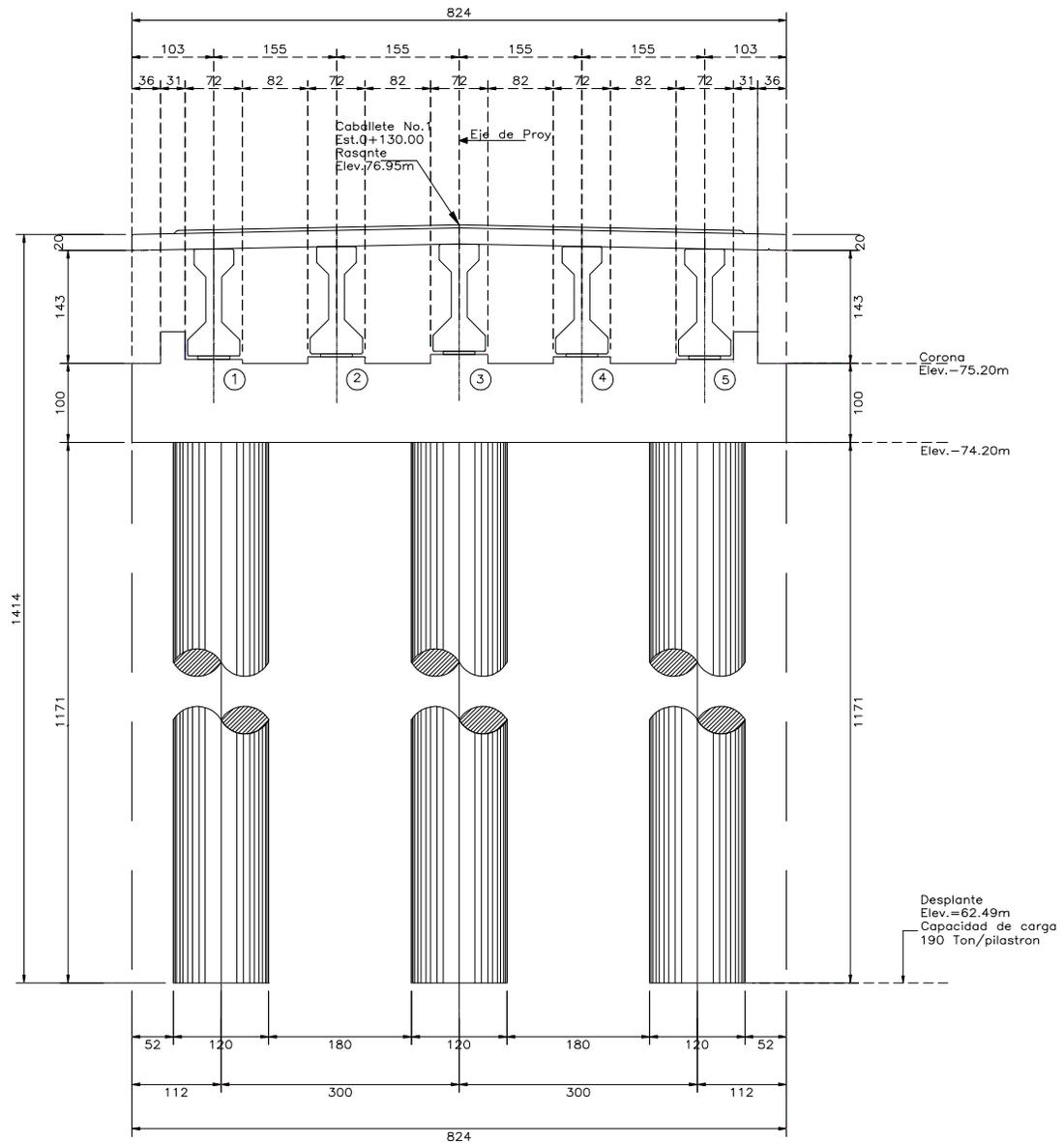


CARGAS	FLECHA	
	PARCIAL	ACUMULADO
1) Peso propio Trabe	18.78	
6) Presfuerzo	30.63	-11.85
2) Losa y Diafragma	11.98	0.13
3)Asfalto	2.04	2.17
4)Guarnición y parapeto	1.38	3.55
5)CV + I	9.38	12.93





4.- ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA





NOMENCLATURA PARA LA TRABE

F.s =	Fuerza sísmica
K =	Coficiente para el calculo de la rasante
Lc	Longitud de curva
Se =	Pendiente de entrada
Ss =	Pendiente de salida
T.N. =	Terreno Natural
Z =	Zoclo, en cm

DATOS GENERALES PARA EL CALCULO DEL CABALLETE

Estructura formada por:

Longitud del claro (CL)	30	m
Ancho de la sección transversal (a_{ST})	8	m
Elevación de Rasante	25	m
Elevación de desplante	15	m
Capacidad de Carga	180	Ton/m ²
Sobre elevación del camino	2	%
Separación de la trabe	1.6	m
No. De Pilastrones	3	
Tipo de la trabe	IV	AASTHO
No. De trabes	4	
Área de trabe	0.4974	m ²
Peralte de la trabe	1.35	m
Espesor de la junta	0.04	m
Sección del Pilastron	1.2	m. ϕ



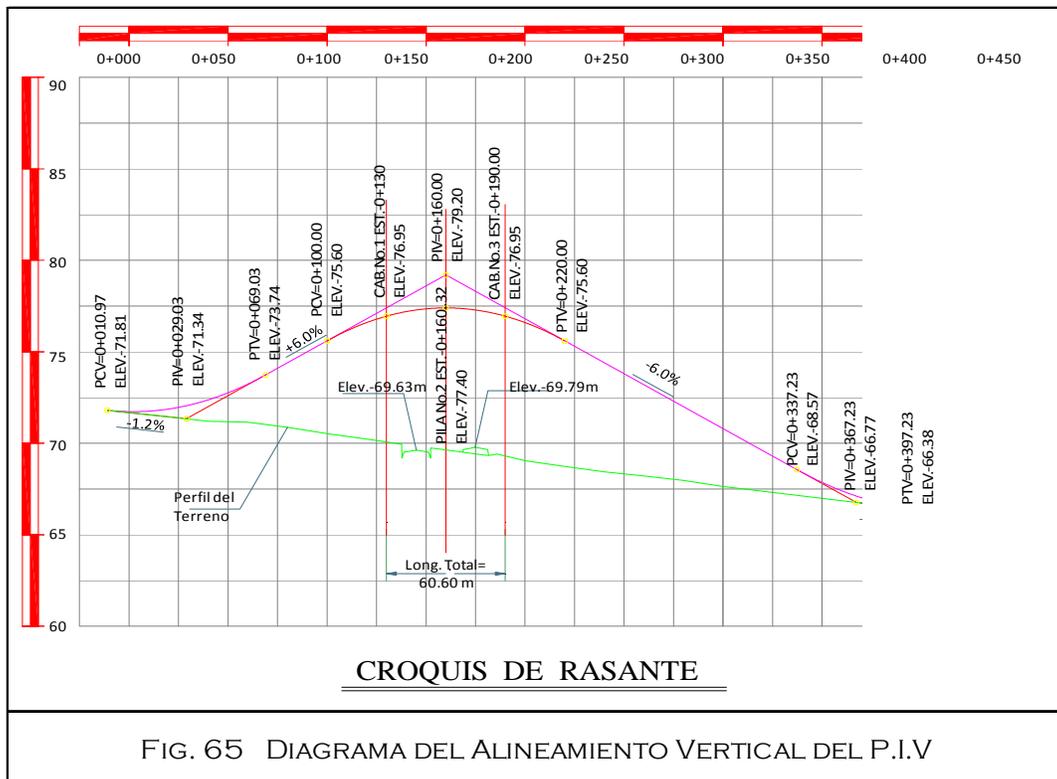
A continuación se presenta el análisis y diseño detallado de los caballetes No. 1 y No. 2

Como se sabe nuestro caballete propone 3 pilastrones de 1.20 m de ϕ , los cuales se unen en la parte superior por un cabezal, soportando de esta manera una superestructura a base de una losa de concreto armado sobre 4 traveses AASTHO Tipo IV.

En primer instancia se deducirá la elevación de la corona para posteriormente encontrar las alturas de los bancos donde son colocados los apoyos de neopreno y las traveses AASTHO.

RASANTE:

La elevación de la rasante se obtiene del croquis de rasante (Ver Fig.62) En el cual se aprecia el alineamiento vertical y los puntos del PTV,PIV y PCV.



Datos

Punto	Estación	Elevación (m)
PCV	0+100.00	75.6
PIV	0+160.00	79.2
PTV	0+220.00	75.6



Calculo de la pendiente de entrada (Se) y de la pendiente de Salida (Ss)

$$Se = \frac{(\text{Elevación PCV}) - (\text{Elevación PIV})}{(\text{Estación PCV}) - (\text{Estación PIV})} \times 100 \quad \dots \dots \dots (214)$$

$$Ss = \frac{(\text{Elevación PIV}) - (\text{Elevación PTV})}{(\text{Estación PIV}) - (\text{Estación PTV})} \times 100 \quad \dots \dots \dots (215)$$

Sustituyendo las ec. (214) y (215) respectivamente tenemos que:

$$Se = \frac{75.6 - 79.2}{0+100.00 - 0+160.00} \times 100 = 6 \quad \%$$

$$Se = \underline{6} \quad \%$$

$$Ss = \frac{79.2 - 75.6}{0+160.00 - 0+220.00} \times 100 = -6 \quad \%$$

$$Ss = \underline{-6} \quad \%$$

Calculo de coeficiente (k)

$$k = \frac{Ss - Se}{\frac{Lc}{2}} \quad \dots \dots \dots (216)$$

$$Lc = \text{Estación PCV} - \text{Estación PTV} \quad \dots \dots \dots (217)$$

Sustituyendo la ec. (217) tenemos que:

$$Lc = 0+100.00 - 0+220.00 = 120 \quad \text{m}$$

$$Lc = \underline{120} \quad \text{m}$$

Sustituyendo la ec.(216) tenemos que:

$$k = \frac{-6 - 6}{\frac{120}{2}} = -0.2$$

$$k = \underline{-0.2}$$

Calculo de las elevaciones de la Rasante en el caballote No.1 v No.3



Punto	Estación	Distancia(x)
PCV	0+100.00	
CAB. No.1	0+130.00	0+130.00 - 0+100.00 = 30.0
CAB. No.3	0+190.64	190.64 - 0+100.00 = 90.64

Punto	Estación	Distancia(x)	$k (x / 20)^2$
PCV	0+100.00		
CAB. No.1	0+130.00	30.0	$-0.2 (30.0 / 20)^2 = -0.45$
CAB. No.3	0+190.60	90.64	$-0.2 (90.6 / 20)^2 = -4.108$

Punto	Estación	Distancia(x)	$k (x / 20)^2$	$(Se)(x)$
PCV	0+100.00			
CAB. No.1	0+130.00	30.0	-0.45	$(6.000 / 100) (30.0) = 1.8$
CAB. No.3	0+190.60	90.64	-4.108	$(6.000 / 100) (90.6) = 5.438$

Punto	Estación	Distancia(x)	$k (x / 20)^2$	$(Se)(x)$	Rasante
					$(Elev.RasantePCV + (X) + (Se*x))$
PCV	0+100.00				75.60
CAB. No.1	0+130.00	30.0	-0.45	1.8	76.95
CAB. No.3	0+190.64	90.64	-4.108	5.438	76.93



Una vez obtenidos los valores de Elevación de Rasante de los Caballetes se prosigue con el calculo de la elevación de la corona, esta se obtiene restando los elementos de la subestructura tales como la carpeta asfáltica, losa, zoclo, la trabe, el apoyo de neopreno y el banco; para lo cual se necesita lo siguiente:

✚ Espesor de la carpeta de asfalto:

Se considerará el valor de 4 cm y no el de diseño que es de 12 cm

✚ Espesor de la losa

En este caso y de acuerdo con el análisis realizado anteriormente tenemos un peralte de losa de 20 cm

✚ Zoclo

El zoclo es el espacio que queda entre el patín superior de la trabe y la losa causado por la sobre elevación de la misma. Este hueco es rellenado de concreto simple y se calcula con la siguiente expresión:

$$Z = ((a)*(s/100))/2$$

Donde:

Z = Zoclo en cm

a = Ancho del patín superior, en cm

s = Sobre elevación de la losa, en cm. = 2.00%

Por lo tanto tenemos que:

$$Z = \frac{(50) \left(\frac{2}{100} \right)}{2} = 0.50 \text{ cm}$$

$$Z = \mathbf{0.50 \text{ cm}}$$

✚ Peralte la trabe

Para una trabe AASHTO Tipo IV el peralte es de 135 cm (Ver Tabla 1 Elementos geométricos)

✚ Espesor del apoyo de neopreno



Para saber el tipo de apoyo de neopreno a utilizar es recomendable intercalar los apoyos es decir primero uno fijo y el siguiente sera móvil. De acuerdo con lo anterior en el Caballete No.1 llevará apoyos Fijos y el Caballete No.2 serán apoyos Móviles. (Ver Fig. 23 Apoyos de Neopreno Integral, del Capítulo 1)

Por lo tanto tenemos que el apoyo Fijo es de 4.1 cm y el Apoyo Móvil de 5.7 cm

✚ Espesor de banco mínimo

Se considerará de 5 cm el espesor mínimo, y con frecuencia el banco que toma este valor es el del extremo ya sea derecho o izquierdo esto dependera de la sobre-elevación que se tenga en la losa, por ejemplo si es de (-) a la Izq. y (+) a la Der. el banco de 5 cm es el de la izq. por el contrario si tenemos sobre-elevaciones de (+) Izq. y (-) Der. el banco de 5 cm es el de la derecha y por ultima si ambos lados tiene signos iguales (-) Izq. y (-) Der. ambos extremos serán bancos de 5 cm.

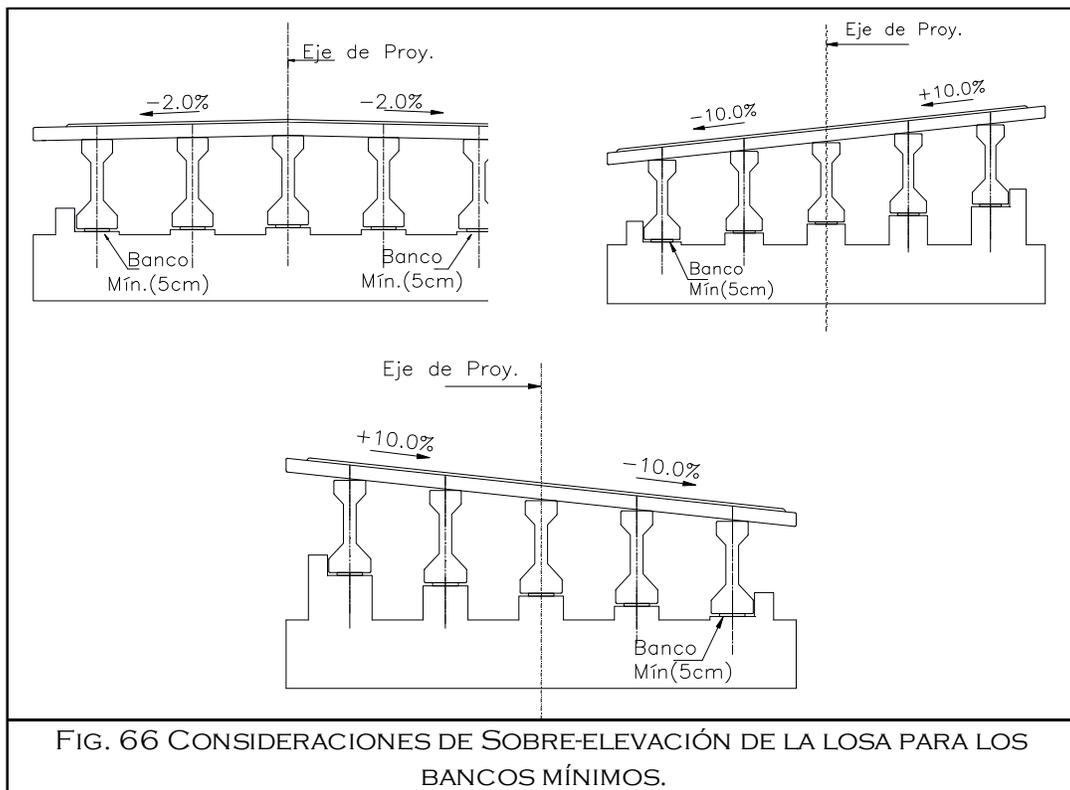


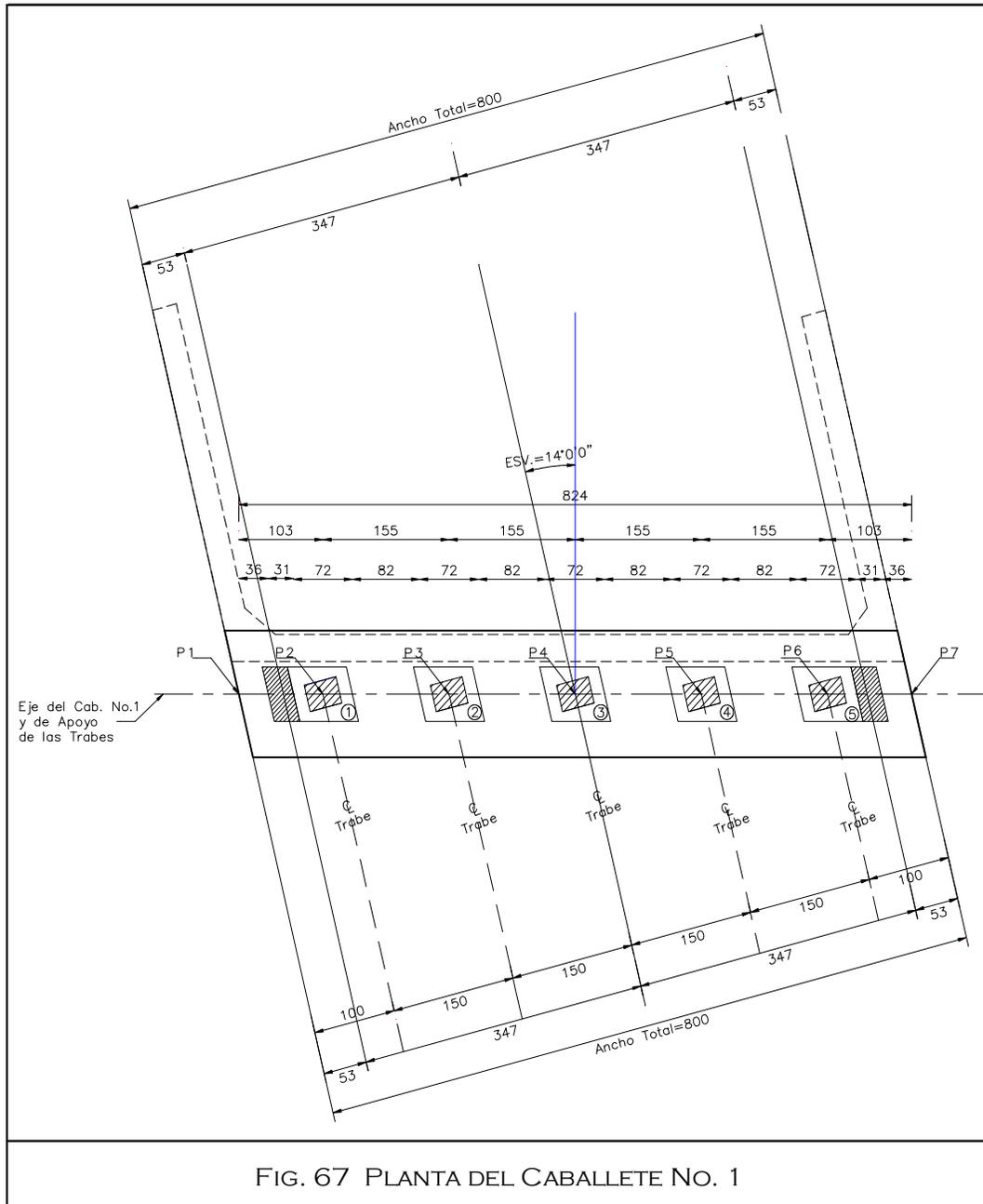
FIG. 66 CONSIDERACIONES DE SOBRE-ELEVACIÓN DE LA LOSA PARA LOS BANCOS MÍNIMOS.

Continuando con el calculo se tiene lo siguiente:

Espesor de la Carpeta asfáltica	0.04	m
Espesor de la losa	0.2	m
Zoclo	0.005	m



Peralte de la Trabe	1.35	m
Espesor de Apoyo de Neopreno Fijo	0.041	m
Espesor del banco minimo	<u>0.05</u>	m
	1.686	m





Para obtener la elevación en la corona del cabezal y los espesores del banco se realiza lo siguiente

COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructur	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
P1								
P2								
P3								
P4								
P5								
P6								
P7								

Para llenar la casilla de la Distancia del eje de proyecto al punto deseado se utiliza la Fig. 49 para deducir las distancias.

$$P_1 = \frac{(1/2) a_{\text{camino}}}{\cos(\alpha)} = \frac{(1/2) (8.00)}{\cos(14)} = 4.12$$

$$P_2 = \frac{2(\text{Sep. Trabes})}{\cos(\alpha)} = \frac{(2) (1.50)}{\cos(14)} = 3.09 \text{ m}$$

$$P_3 = \frac{\text{Sep. Trabe}}{\cos(\alpha)} = \frac{1.50}{\cos(14)} = 1.55 \text{ m}$$

$$P_4 = 0$$

$$P_5 = \frac{\text{Sep. Trabe}}{\cos(\alpha)} = \frac{1.50}{\cos(14)} = 1.55 \text{ m}$$

$$P_6 = \frac{2(\text{Sep. Trabes})}{\cos(\alpha)} = \frac{(2) (1.50)}{\cos(14)} = 3.09 \text{ m}$$

$$P_7 = \frac{(1/2) a_{\text{camino}}}{\cos(\alpha)} = \frac{(1/2) (8.00)}{\cos(14)} = 4.12 \text{ m}$$



Con los datos de las distancia obtenidos se llenara la segunda columna y para la columna tres se sabe que la sobre elevación es del -2.00 %.

COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructur	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
P1	4.12	-2.00%						
P2	3.09	-2.00%						
P3	1.50	-2.00%						
P4	0.00	-2.00%						
P5	1.55	-2.00%						
P6	3.09	-2.00%						
P7	4.12	-2.00%						

Para la cuarta columna ya se cuenta con el dato de la elevación de rasante en el punto 4 por lo tanto se coloca el valor, y se prosigue al calculo de las demás elevaciones.

COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructur	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
P1	4.12	-2.00%						
P2	3.09	-2.00%						
P3	1.50	-2.00%						
P4	0.00	-2.00%	76.95					
P5	1.55	-2.00%						
P6	3.09	-2.00%						
P7	4.12	-2.00%						



1.- Elevación de la Rasante en el punto - (Distancia del eje de proy. Al punto deseado * Sobre-elevación)

$$1.- \quad 76.95 \quad + \quad (\quad 4.12 \quad * \quad (\quad -2.00 \quad / \quad 100)) \quad = \quad 76.8676$$

Lo anterior se realiza en los demás puntos con sus respectivas distancias, para poder así llenar esta casilla. En la columna siguiente se colocará la suma de los elementos de la subestructura. Para el caso de la columna 6 se pondrá el valor del banco mín. que es 5 cm.

COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructura	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
P1	4.12	-2.00%	76.868	1.686	0.05			
P2	3.09	-2.00%	76.888	1.686	0.05			
P3	1.50	-2.00%	76.920	1.686	0.05			
P4	0.00	-2.00%	76.950	1.686	0.05			
P5	1.55	-2.00%	76.919	1.686	0.05			
P6	3.09	-2.00%	76.888	1.686	0.05			
P7	4.12	-2.00%	76.837	1.686	0.05			

En la columna No. 7 se realizará la siguiente operación:

1.- Elevación de la Rasante del punto - Suma de los elementos de la subestructura

$$1.- \quad 76.8676 \quad - \quad 1.686 \quad = \quad 75.1816 \quad \text{m}$$



COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructura	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
P1	4.12	-2.00%	76.868	1.686	0.05	75.182		
P2	3.09	-2.00%	76.888	1.686	0.05	75.202		
P3	1.50	-2.00%	76.920	1.686	0.05	75.234		
P4	0.00	-2.00%	76.950	1.686	0.05	75.264		
P5	1.55	-2.00%	76.919	1.686	0.05	75.233		
P6	3.09	-2.00%	76.888	1.686	0.05	75.202		
P7	4.12	-2.00%	76.868	1.686	0.05	75.182		

1	7
Punto	Columna (4) - Columna (5)
P1	75.182
P2	75.202
P3	75.234
P4	75.264
P5	75.233
P6	75.202
P7	75.182

De la columna No. 7 en los ejes donde se ubican las traveses (eje No.2, 3, 5 y 6) se busca el valor menor, ya que este será tomado con la elevación de la corona de cabezal.

Elevación de corona : 75.202 m

El calculo de la columna No. 8 se llevara a cabo con la siguiente operación:

1.- Elevación de la rasante en el punto - Suma de los elementos de la subestructura + banco mín.

$$1.- \quad 76.8676 \quad - \quad 1.686 \quad + \quad 0.05 \quad = \quad 75.2316 \quad m$$





COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructur	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
P1	4.12	-2.00%	76.868	1.686	0.050	75.182	75.232	
P2	3.09	-2.00%	76.888	1.686	0.050	75.202	75.252	
P3	1.50	-2.00%	76.920	1.686	0.050	75.234	75.284	
P4	0.00	-2.00%	76.950	1.686	0.050	75.264	75.314	
P5	1.55	-2.00%	76.919	1.686	0.050	75.233	75.283	
P6	3.09	-2.00%	76.888	1.686	0.050	75.202	75.252	
P7	4.12	-2.00%	76.868	1.686	0.050	75.182	75.232	

Por ultimo en la columna No.9 Espesor de los banco tenemos que:

1.- (Columna (8) - Elevación de corona) * 100

$$1.- 75.2316 - 75.2021632 \cdot 100 = 2.94$$

COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructur	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
P1	4.12	-2.00%	76.868	1.686	0.050	75.182	75.232	2.94
P2	3.09	-2.00%	76.888	1.686	0.050	75.202	75.252	5.00
P3	1.50	-2.00%	76.920	1.686	0.050	75.234	75.284	8.18
P4	0.00	-2.00%	76.950	1.686	0.050	75.264	75.314	11.18
P5	1.55	-2.00%	76.919	1.686	0.050	75.233	75.283	8.09
P6	3.09	-2.00%	76.888	1.686	0.050	75.202	75.252	5
P7	4.12	-2.00%	76.868	1.686	0.050	75.182	75.232	2.94





CABALLETE No.3

Usando la metodología anterior se proseguirá con el cálculo de la Elev. Corona y las alturas de los bancos. Tomando en cuenta que el apoyo de neopreno será ahora móvil con

Espesor de la Carpeta asfáltica	0.040	m
Espesor de la losa	0.200	m
Zoclo	0.005	m
Peralte de la Trabe	1.350	m
Espesor de Apoyo de Neopreno Móvil	0.057	m
Espesor del banco mínimo	<u>0.050</u>	m
	1.702	m

COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructur	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
P1	4.12	-2.00%	76.848	1.702	0.050	75.146	75.196	2.96
P2	3.09	-2.00%	76.868	1.702	0.050	75.166	75.216	5.00
P3	1.50	-2.00%	76.900	1.702	0.050	75.198	75.248	8.20
P4	0.00	-2.00%	76.930	1.702	0.050	75.228	75.278	11.20
P5	1.55	-2.00%	76.899	1.702	0.050	75.197	75.247	8.11
P6	3.09	-2.00%	76.868	1.702	0.050	75.166	75.216	5.00
P7	4.12	-2.00%	76.848	1.702	0.050	75.146	75.196	2.96

Elev. Corona = 75.166 m



Resumen

Caballete No.1

Rasante	<u>76.95</u>	m
Apoyo Fijo	<u>4.1</u>	cm
Elev. Corona	<u>75.202</u>	m

Bancos	Altura
1	5.00
2	8.18
3	8.09
4	5.00

Caballete No.3

Rasante	<u>76.93</u>	m
Apoyo Fijo	<u>5.7</u>	cm
Elev. Corona	<u>75.166</u>	m

Bancos	Altura
1	5.00
2	8.20
3	8.11
4	5.00

ANALISIS DE LAS CARGAS CONSIDERADAS

a) Calculo de las cargas Verticales

1.- Carga Muerta de la superestructura

1.1) Peso propio de las traveses $(A)(CL_T)(\gamma_c)(\text{No. Traveses}) \dots \dots \dots (219)$

1.2) Peso propio diafragma $= (A_{\text{Diafragma}})(e_{\text{diafragma}})(\gamma_c)(\text{No. De espacios de diafrgmas})(\text{No. E} \dots (220)$

1.2.1) $A_{\text{Diafragma}} = (S * b_T) - (A) - (e * (2 * (\frac{1}{2}d))) \dots \dots \dots (221)$

Donde:

$A_{\text{Diafragma}} =$ Área del Diafragma

$S =$ Separación a ejes de las traveses

$b_T =$ Peralte de la trabe

$A =$ Área de la trabe

$e =$ Espesor del patín inferior

$d =$ Ancho del patín inferior

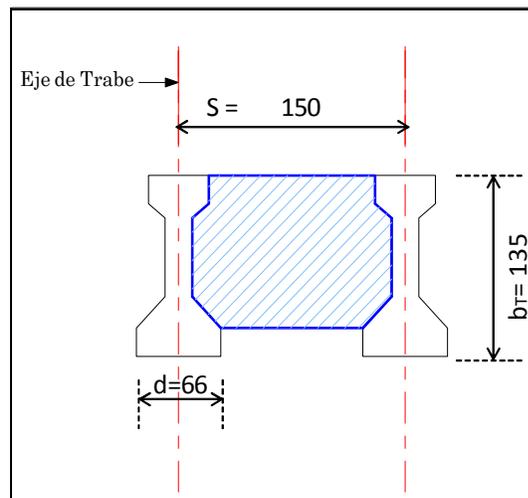


FIG. 68 LA PARTE ASHURADA REPRESENTA EL ÁREA DE DIAFRAGMA



$$1.3) \text{ Peso Propio de la Losa} = (e_{\text{LOSA}}) (\text{Ancho de camino})(CL_T)(\gamma_C) \dots \dots \dots (222)$$

$$1.4) \text{ Peso Propio del Asfalto} = (e_{\text{DISEÑO}})(\text{Ancho de calzada})(CL_T)(\gamma_C) \dots \dots \dots (223)$$

$$1.5) \text{ Peso Propio de la Guarnición y Parapeto} = (W_{GP}, \text{en Ton/m})(CL_T)(2) \dots \dots \dots (224)$$

Sustituyendo ec.(219), (220), (221), (222), (223) y (224) tenemos que:

$$1.1) \text{ Peso propio de las traveses } (0.4974) (30.60) (2.40) (5) = \underline{\underline{182.65 \text{ Ton}}}$$

$$1.2.1) A_{\text{Diafragma}} = ((1.50) (1.35)) - (0.4974) - (0.2 * 2 * ((\frac{1}{2}) (0.66))) = 1.4 \text{ m}^2$$

$$1.2) \text{ Peso propio diafragma} = (1.40) (0.30) (2.40) (4) (4) = \underline{\underline{16.13 \text{ Ton}}}$$

$$1.3) \text{ Peso Propio de la Losa} = (0.20) (8.00) (30.60) (2.40) = \underline{\underline{117.5 \text{ Ton}}}$$

$$1.4) \text{ Peso Propio del Asfalto} = (0.12) (6.98) (30.60) (2.20) = \underline{\underline{56.39 \text{ Ton}}}$$

$$1.5) \text{ Peso Propio de la Guarnición y Parapeto} = (1.25) (30.60) (2.00) = \underline{\underline{76.5 \text{ Ton}}}$$

$$\Sigma = \underline{\underline{449.17 \text{ Ton}}}$$

∴ **Peso Total de la Superestructura= 449.17 Ton**

A continuación se presenta el cálculo de las reacciones para el Caballete No. 1

1.a) Reacción por Carga Muerta (R_{cm})

$$R_{cm} = \Sigma \text{ Peso total de la superestructura} \dots \dots \dots (225)$$

1.b) Reacción por trabe (R_{TRABE})

$$R_{\text{TRABE}} = \frac{R_{cm}}{\text{No. Traveses}} \dots \dots \dots (226)$$

Sustituyendo ec. (225) y (226) tenemos que:

$$R_{cm} = \frac{449.17}{5} = 89.83 \text{ Ton}$$

$$R_{cm} = \underline{\underline{89.83 \text{ Ton}}}$$



$$R_{\text{TRABE}} = \frac{89.83}{(5)} = 17.97 \text{ Ton/Trabe}$$

2) Calculo de la carga Viva

2.a) Reacción de la Carga Viva (Rcv)

Reacción para el camión= HS-20 (En 2 carriles)

$$R_{\text{cv}} = \underline{29.371} \text{ Ton} \quad \text{Dato obtenido del calculo del Cortante por carga viva de la Trabe}$$

Como son dos carriles se tiene:

$$\text{No. Carriles} * R_{\text{cv}} * FR_{\text{CM}} \quad (227)$$

Donde:

FR_{CM} = Factor de resistencia de Carriles Múltiples; para 2 Carriles = 0.90 (Ver Tabla 6 de Capí Sustituyendo ec.(227) tenemos que:

$$\text{No. Carriles} * R_{\text{cv}} * FR_{\text{CM}} = (2) (29.37) (0.90) = \underline{52.87} \text{ Ton}$$

2.b) Reacción por trabe (R_{TRABE})

$$R_{\text{TRABE}} = \frac{\text{No. Carriles} * R_{\text{cv}} * FRCM}{\text{No. Trabes}} \quad (228)$$

Sustituyendo ec.(228) tenemos que:

$$R_{\text{TRABE}} = \frac{52.87}{(5)} = 10.57 \text{ Ton}$$

$$R_{\text{TRABE}} = \underline{10.57} \text{ Ton}$$

2.c) Calculo del Impacto (I) Utilizando la ec. 19 tenemos que:

$$I = \frac{15.24}{S + 38.1} \leq 0.30$$

Sustituyendo la ec. (19) tenemos que:

$$I = \frac{15.24}{30 + 38.10} = 0.22 < 0.30$$



$$I = \underline{0.22}$$

Reacción en el caballete No. 1 con Impacto

$$R_{cv} + I \quad 52.87 \quad * \quad 1.22 \quad = \quad 64.50 \quad \text{Ton}$$

$$R_{cv} + I = \underline{64.50 \quad \text{Ton}}$$

Reacción por trabe con Impacto

$$R_{TRABE} + I = 10.57 \quad x \quad 1.22 \quad = \quad 12.90 \quad \text{Ton}$$

$$R_{TRABE} + I = \underline{12.90 \quad \text{Ton}}$$

3) Peso Propio del Caballete No.1

3.1) Cabezal

$$P_{\text{Cabezal}} = (a)(b)(a_{\text{TOTAL}})(\gamma_c) \quad (229)$$

Donde:

a = Ancho del cabezal

b = Peralte del cabezal

a_{TOTAL} = Ancho del camino

Sustituyendo ec.(229) tenemos que:

$$P_{\text{Cabezal}} = (1.40) (1) (8.00) (2.40) = 26.88 \quad \text{Ton}$$

$$P_{\text{Cabezal}} = \underline{26.88 \quad \text{Ton}}$$

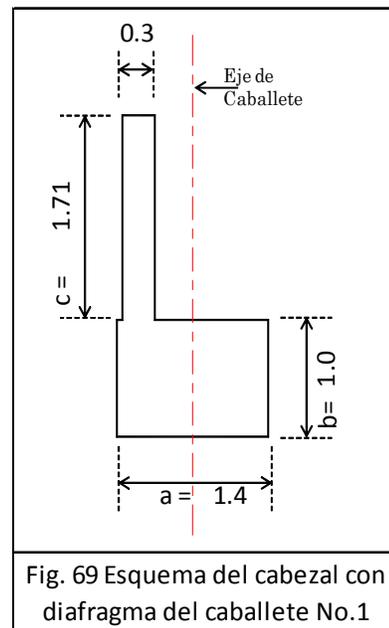


Fig. 69 Esquema del cabezal con diafragma del caballete No.1

3.2) Diafragma

$$P_{\text{Diafragma}} = (e_{\text{Diafragma}})(c)(a_{\text{TOTAL}})(\gamma_c) \quad (230)$$

Sustituyendo ec.(230) tenemos que:

$$P_{\text{Diafragma}} = (0.30) (1.71) (8.00) (2.40) = 9.85 \quad \text{Ton}$$



$$P_{\text{Diafragma}} = \underline{9.85} \text{ Ton}$$

Calculo del Brazo de Palanca con respecto al Eje de Apoyos

Cabezal

$$b = 0.00 \text{ m}$$

Diafragma

$$b = \frac{30}{2} + 35 = 50 \text{ cm} = 0.5 \text{ m}$$

Calculo del peso propio de Alero

$$\left[\frac{B+a}{2} \times h \right] (d) + (a/2) (e)(h) \quad (231)$$

Sustituyendo la ec. (231) tenemos que

$$\left[\frac{(3.70) (0.40)}{2} \times (3.70) (0.30) + \frac{0.4}{2} (0.23) (3.70) \right] (2.40) \quad 2 =$$

$$P_{\text{PAlero}} = \underline{4.76} \text{ Ton}$$

Calculo del brazo de Palanca de los aleros

Calculo de "x"

$$X = \frac{h}{3} \times \frac{2a + B}{a + B} \quad (232)$$

Sustituyendo la ec. (232) tenemos que

$$X = \frac{(3.70)}{3} \times \frac{2 (0.40) + (2.71)}{(0.40) + (2.71)} = 3.99 \text{ m}$$

$$\text{Brazo} = 3.99 + 0.30 + 0.34 = 4.63$$

$$\text{Peso del Cabezal + Diafragma + Aleros} = P_{\text{CDA}}$$

$$P_{\text{CDA}} = 26.88 + 9.85 + 4.76 = 31.64 \text{ Ton}$$

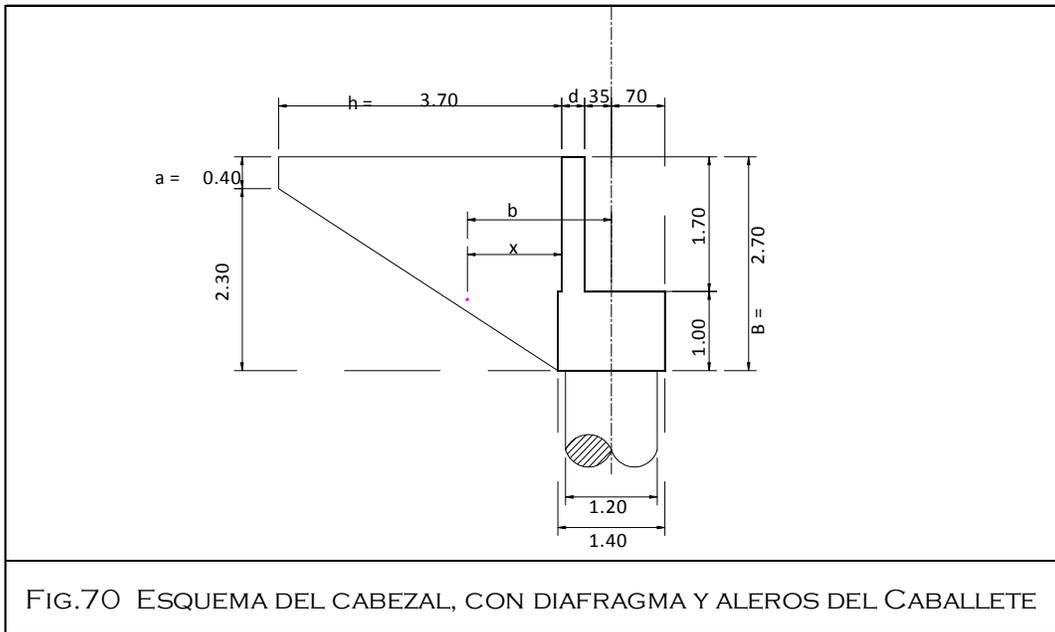


FIG.70 ESQUEMA DEL CABEZAL, CON DIAFRAGMA Y ALEROS DEL CABALLETE

Calculo del peso de los pilotes del Nivel Cabezal al Desplante

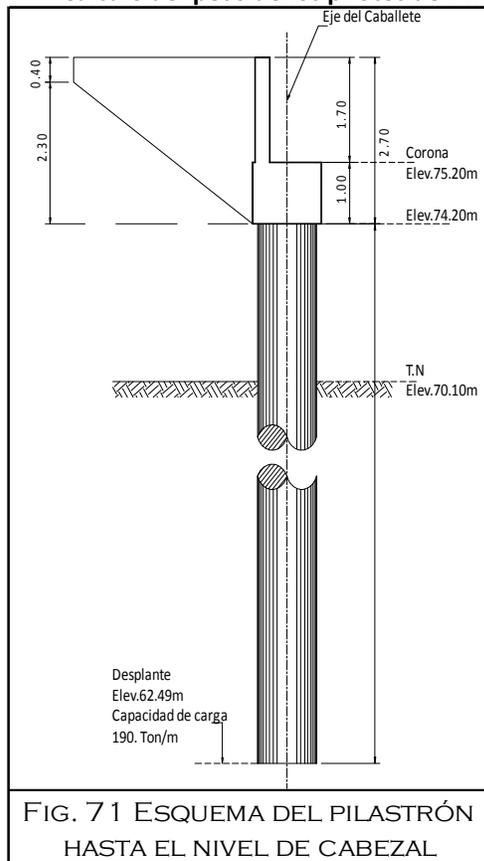


FIG. 71 ESQUEMA DEL PILASTRÓN HASTA EL NIVEL DE CABEZAL

$$\text{Peso de un pilote} = W' = \pi \frac{\phi^2}{2} (h)(\gamma_c) \quad \dots \quad (233)$$

Sustituyendo la ec.(233) tenemos

$$W' = 3.1416 \left(\frac{1.2}{2} \right)^2 11.71 \cdot 2.4 = 31.78$$

Si se cuenta con 3 pilastrones tenemos que

$$w' \times 3 = (31.78) (3) = 95.34 \text{ Ton}$$



b) Calculo de las fuerzas horizontales Longitudinales al eje del camino

1.- Calculo del Empuje de tierras hasta el nivel inferior del cabezal (N)

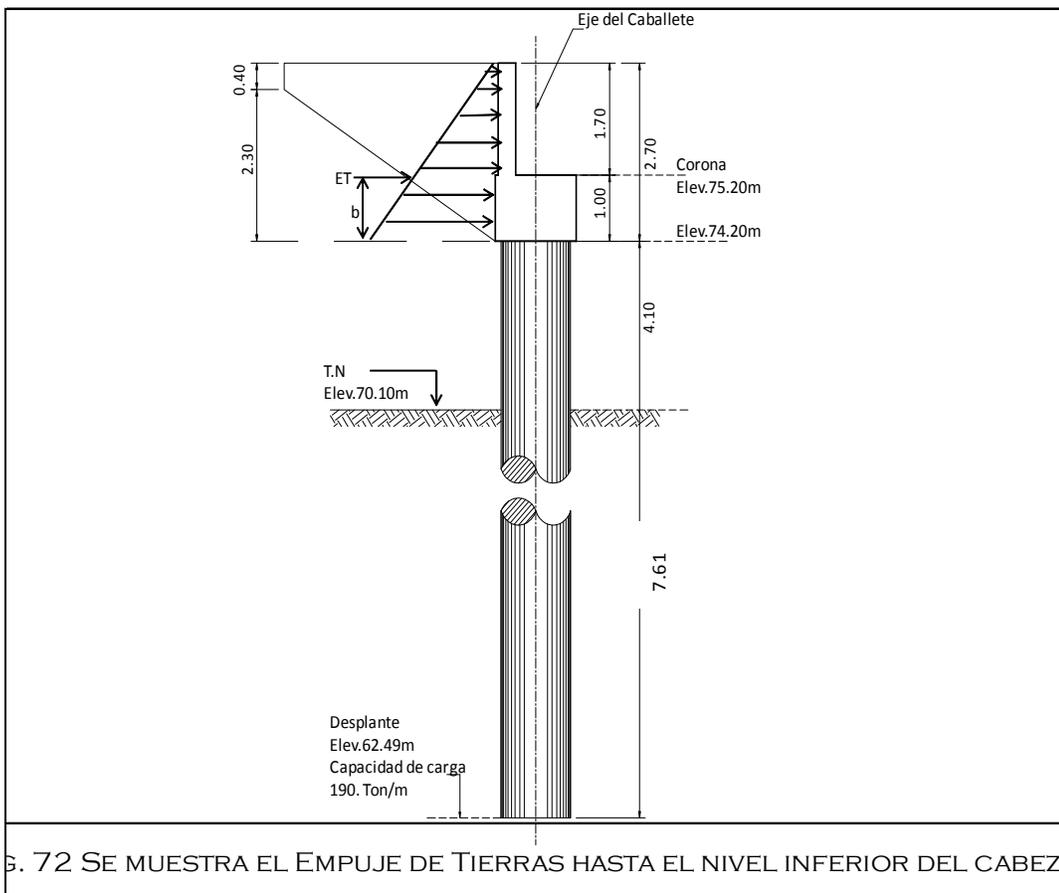
$$E_T = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \text{ --- Rankine (234)}$$

Considerando un $\phi = 30^\circ 00'00''$ y un $\gamma : 1.85 \text{ Ton/m}^3$ (P.u Tierra)
si tenemos que:

$$\tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30^\circ 00'00''}{2} \right) = \mathbf{0.33}$$

$$E_T = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \text{ Long. De cabezal}$$

$$E_T = \frac{1}{2} (1.85) (2.70)^2 (0.33) (8.245) = \mathbf{18.35 \text{ Ton}}$$



B. 72 SE MUESTRA EL EMPUJE DE TIERRAS HASTA EL NIVEL INFERIOR DEL CABEZAL

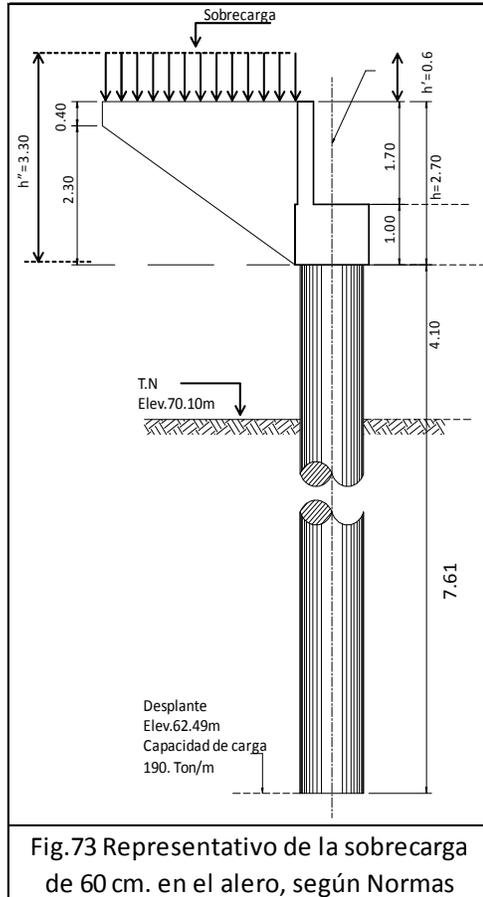
Calculo del Brazo

$$b = \frac{h}{3} = \frac{(2.70)}{3} = \mathbf{0.9 \text{ m}}$$



Calculo del Empuje de tierras por Sobrecarga (ET_{sc})

De acuerdo a las Especificaciones AASHTO se considera una sobrecarga de 0.60 m



$$ET_{sc} = \frac{1}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \gamma (h' + h'') h \cdot \cdot (235)$$

Donde:

- h = Altura del Muro
- h' = Altura de Terraplén de sobrecarga
- h'' = Altur total del muro + sobrecarga

Sustituyendo la ec. (235) tenemos que:

- h = 2.70 m
- h' = 0.60 m
- h'' = 3.30 m

$$ET_{sc} = (1/2)(0.33)(1.85)(0.60 + 3.20)(2.60)(8.245)$$

$$ET_{sc} = \underline{26.5 \text{ Ton}}$$

Fig.73 Representativo de la sobrecarga de 60 cm. en el alero, según Normas

Calculo del Brazo

$$b = \frac{h}{3} \times \frac{2h' + h''}{h' + h''} \cdot \cdot \cdot \cdot (236)$$

Sustituyendo ec.(236) tenemos que:

$$b = \frac{2.70}{3} \times \frac{(2 * 0.60) + 3.30}{(0.60 + 3.30)} = 1.04 \text{ m}$$

Nota: No se usará este empuje de tierras, debido a que llevará una losa de acceso o aproximación.



Calculo del Empuje de Tierras en los Pilotes hasta el nivel de Terreno Natural

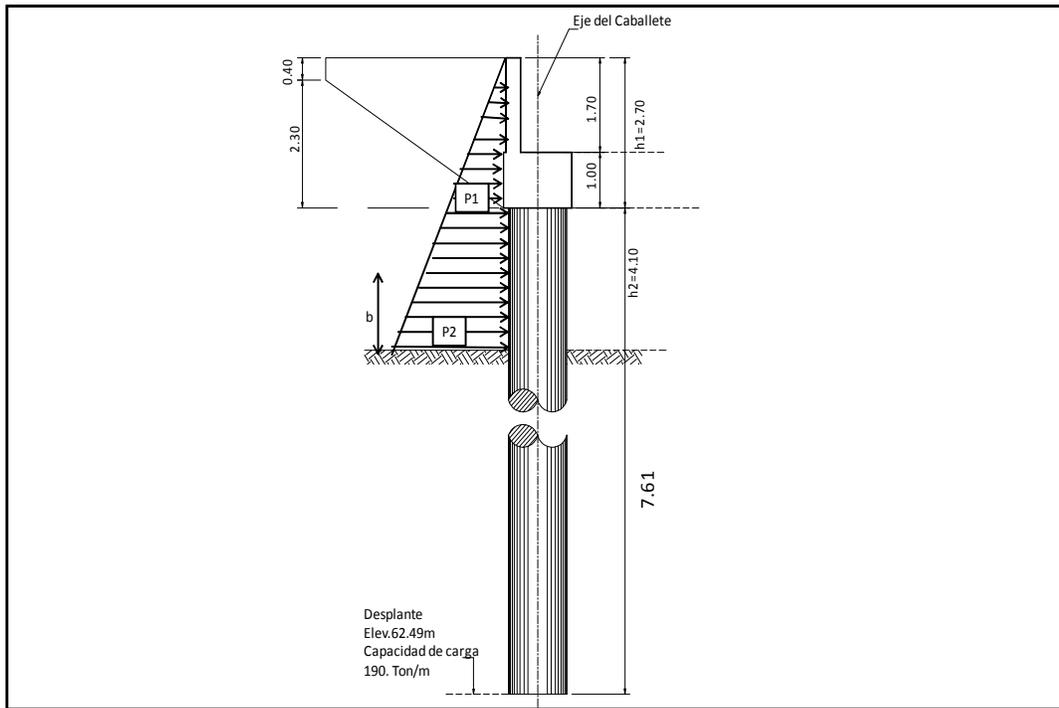


FIG. 74 EMPUJE DE TIERRAS DE LOS PILASTRONES HASTA EL NIVEL DE TERRENO NATURAL

$$ET = \left(\frac{P_2 + P_1}{2} \right) h_2 + \phi_{pila} \quad \dots \dots (237)$$

$$P_1 = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \gamma (h_1) \quad \dots \dots (238)$$

$$P_2 = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \gamma (h_1 + h_2) \quad \dots \dots (239)$$

Sustituyendo ec.(238) y (239) tenemos que:

$$P_1 = (0.33) (1.85) (2.70) = \mathbf{1.65 \text{ Ton}}$$

$$P_2 = (0.33) (1.85) (2.70 + 4.10) = \mathbf{4.15 \text{ Ton}}$$

Sustituyendo ec.(237) tenemos que:

$$ET = \left(\frac{4.15 + 1.65}{2} \right) 4.10 \times 1.20 = 14.27 \text{ Ton/pilastron}$$



$$\text{Brazo} = b = \frac{h_2}{3} \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \right) \dots \dots \dots (240)$$

Sustituyendo ec. (240) tenemos que:

$$b = \frac{4.10}{3} \left(\frac{(2 \times 1.65) + 4.15}{1.65 + 4.15} \right) = 1.76 \text{ m}$$

Calculo del empuje de Tierras en los pilastrones del cono de derrame

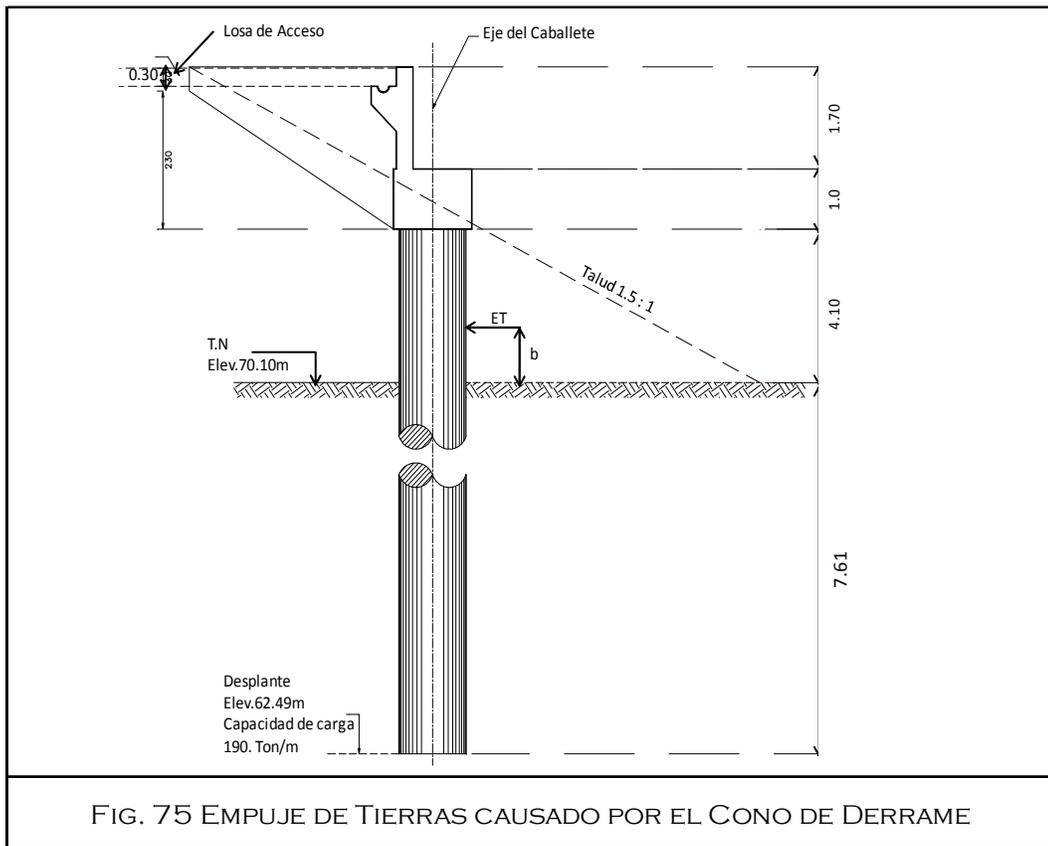


FIG. 75 EMPUJE DE TIERRAS CAUSADO POR EL CONO DE DERRAME

De la ec.(234) Rankine tenemos lo siguiente:

$$E_T = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots \text{Rankine}$$

Donde:

$$\phi = \phi_{\text{Talud}} = \arctan \frac{1}{\text{Talud}} \dots \dots \dots (241)$$



Sustituyendo ec. (241) tenemos que:

$$\phi \text{ talud} = \text{arc tan} \frac{1}{1.5} = 33^\circ 41' 24''$$

$\gamma = 1.80$ Ton/m³ (P.u Tepetate)

Si

$$\text{Tan}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \text{Tan}^2 \left(45 - \frac{33^\circ 41' 24''}{2} \right) = 0.29$$

$$E_{\text{T CONO DE DERRAME}} = \frac{1}{2} \gamma h^2 \text{Tan}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) (\phi \text{ de Pilastron}) (\text{Talud}) \dots (242)$$

$$E_{\text{T CONO DE DERRAME}} = \frac{1}{2} (1.80) (4.10)^2 (0.29) (1.20) (1.50) = 7.90 \text{ Ton/pilastron}$$

Calculo del Brazo

$$b = \frac{h}{3} = \frac{(4.10)}{3} = 1.37 \text{ m}$$

Calculo de la Losa de Acceso

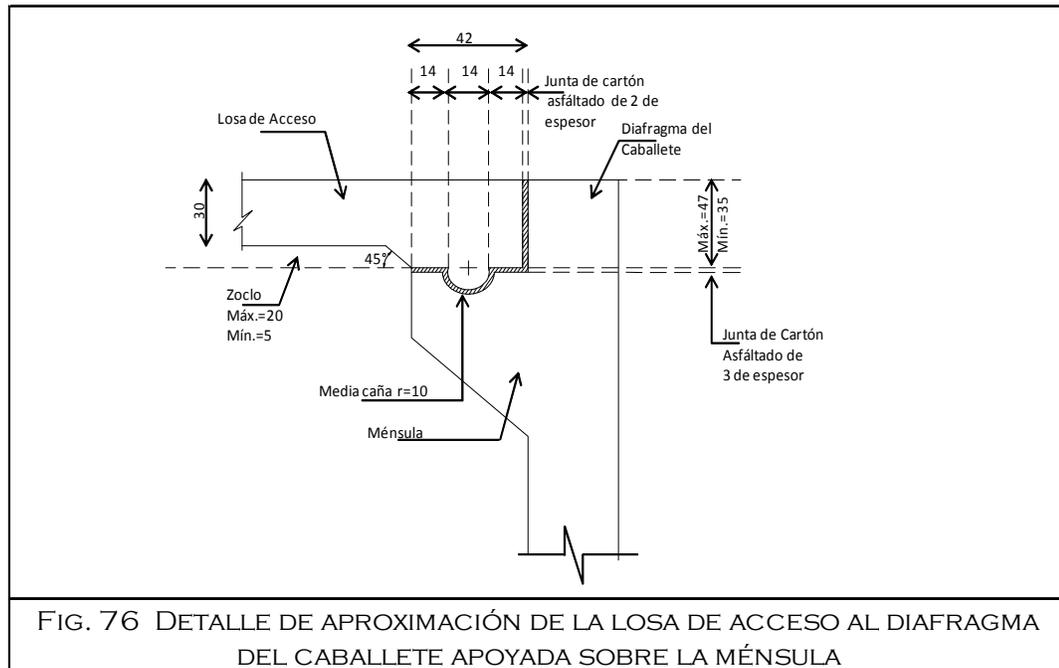


FIG. 76 DETALLE DE APROXIMACIÓN DE LA LOSA DE ACCESO AL DIAFRAGMA DEL CABALLETE APOYADA SOBRE LA MÉNSULA



$$\text{Peso Propio de Losa} : (e_{\text{Losa ACCESO}}) (L_{\text{Losa Acceso}}) (a_{\text{Losa Acceso}}) (\gamma_c) \quad (243)$$

Donde :

$$e_{\text{LOSA ACCESO}} = \text{Espesor de la losa de acceso} : \mathbf{30} \text{ cm}$$

$$L_{\text{LOSA ACCESO}} = \text{Longitud de la losa de acceso} = \text{Long. Total de Camino} - 2 \text{ veces el esp. Del alero} = \\ (8.00 - (2 \cdot 0.30)) = \mathbf{7.40} \text{ m}$$

$$a_{\text{LOSA ACCESO}} = \text{Ancho de la losa de acceso} = \mathbf{4.00} \text{ m}$$

Sustituyendo ec. (192) tenemos que :

$$\text{Peso Propio de Losa} : 0.3 \quad 7.40 \quad 4.00 \quad 2.4 = \mathbf{21.31} \text{ Ton}$$

Reacción por apoyo =

$$\frac{\text{Peso propio de la losa}}{2} = \frac{21.31}{2} = \mathbf{10.66} \text{ Ton}$$

Reacción por pilastron =

$$\frac{\text{Reación por apoyo}}{\text{No. De Pilastrones}} = \frac{10.66}{3} = \mathbf{3.55} \text{ Ton/pilastron}$$

$$\text{Brazo} = b = \text{Zoclo Máx.} + e_{\text{LOSA ACCESO}} + y \quad (244)$$

Sustituyendo ec. (193) tenemos que:

$$b = 0.20 + 0.30 + 0.30 = \mathbf{0.80} \text{ m}$$



ANÁLISIS SÍSMICO

Calculo de la Fuerza Sísmica

Para ubicar la zona sísmica hacemos uso del mapa de regionalización sísmica de la República Mexicana (Ver Capítulo I); sabiendo de antemano la localidad donde se realizará la estructura en nuestro caso es el Estado de Tamaulipas a cual corresponde una Zona Sísmica Tipo "A" y se desplanta en un suelo Tipo II con un valor para la ordenada máxima del espectro sísmico $C=0.16$

De acuerdo a los terminos de referencia de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, y de acuerdo a la importancia del puente le corresponde un valor 1.25 y se consideran los siguientes valores para factor de comportamiento sísmico (Q) de:

$Q = 4$ Para la superestructura

$Q = 2$ Para la subestructura

Por lo tanto el coeficiente sísmico C_s será:

$$C_s = \frac{1.25 \times C}{4} \quad \text{Para la Superestructura} \quad (245)$$

$$C_s = \frac{1.25 \times C}{2} \quad \text{Para la Subestructura} \quad (246)$$

Sustituyendo ec. (245) y (246) tenemos que:

$$C_s = \frac{(1.25) (0.16)}{4} = \mathbf{0.050} \quad \text{Para la Superestructura}$$

$$C_s = \frac{(1.25) (0.16)}{2} = \mathbf{0.100} \quad \text{Para la Subestructura}$$



Calculo de la Fuerza de la Superestructura por carga Muerta

Reacción por carga muerta de la superestructura = 89.83 Ton /caballete

Peso propio del cabezal = 26.88 Ton

Peso propio del diafragma = 9.85 Ton

Peso propio de aleros = 4.76 Ton

Peso propio de pilastrones del cabezal hasta N.T.

$$\frac{95.34}{11.71} \times (4.10) \times 3 = 100.14 \text{ Ton}$$

Reacción por carga muerta de la Losa de Acceso = 10.66 Ton

Suma= **242.12** Ton

Calculo de la Fuerza Sísmica Total de la Superestructura

Superestructura = 89.83 x 0.050 = 4.49 Ton

Cabezal = 26.88 x 0.100 = 2.69 Ton

Diafragma = 9.85 x 0.100 = 0.99 Ton

Aleros = 4.76 x 0.100 = 0.48 Ton

Pilotes = 100.14 x 0.100 = 10.01 Ton

Suma = 18.66 Ton

Calculo de la Fuerza por Carga Muerta de la Superestructura por pilastron

Superestructura = 89.83 / 3.0 = 29.94 Ton/pilastron

Cabezal = 26.88 / 3.0 = 8.96 Ton/pilastron

Diafragma = 9.85 / 3.0 = 3.28 Ton/pilastron

Aleros = 4.76 / 3.0 = 1.59 Ton/pilastron

Pilotes = 100.14 / 3.0 = 33.38 Ton/pilastron

Losa de Acceso = 10.66 / 3.0 = 3.55 Ton/pilastron

Suma = 80.7 Ton/pilastron



Calculo de la Fuerza Sísmica por pilote de cada elemento hasta el nivel de terreno Natural.

Superestructura	=	29.94	x	0.050	=	1.5	Ton
Cabezal	=	8.96	x	0.100	=	0.9	Ton
Diafragma	=	3.28	x	0.100	=	0.33	Ton
Aleros	=	1.59	x	0.100	=	0.16	Ton
Pilotes	=	33.38	x	0.100	=	<u>3.34</u>	Ton
Suma							= 6.23 Ton

Peso propio de un pilastron del Nivel del Terreno Natural al Desplante (W)

$$W = (\pi) (\phi/2)^2 (y_1) (\gamma_c) \dots (247)$$

Sustituyendo ec. (196) tenemos que:

$$W = (3.1416) \left(\frac{1.2}{2} \right)^2 (7.61) (2.40)$$

W = 20.66 Ton

Fuerza Sísmica debida a un pilote: (W) (Cs)

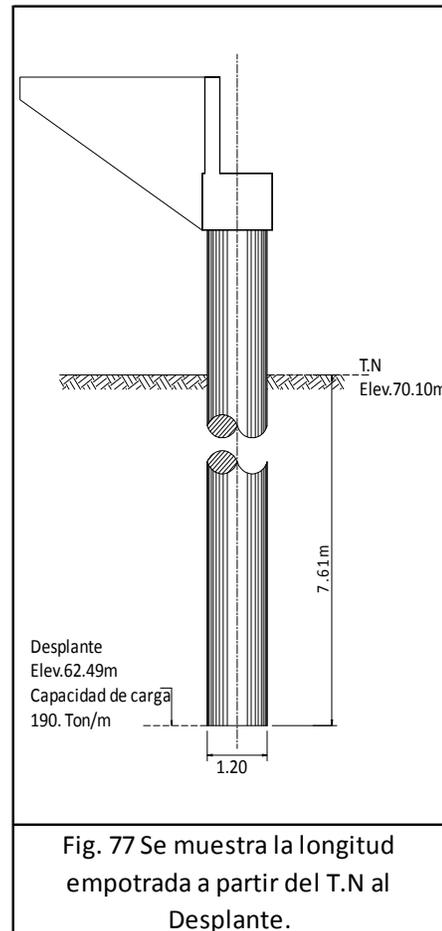
$$(20.66) (0.10) = 2.07 \text{ Ton}$$

Fuerza sísmica por metro de un pilote

$$w = \frac{\text{Fuerza sísmica}}{y_1} \dots (248)$$

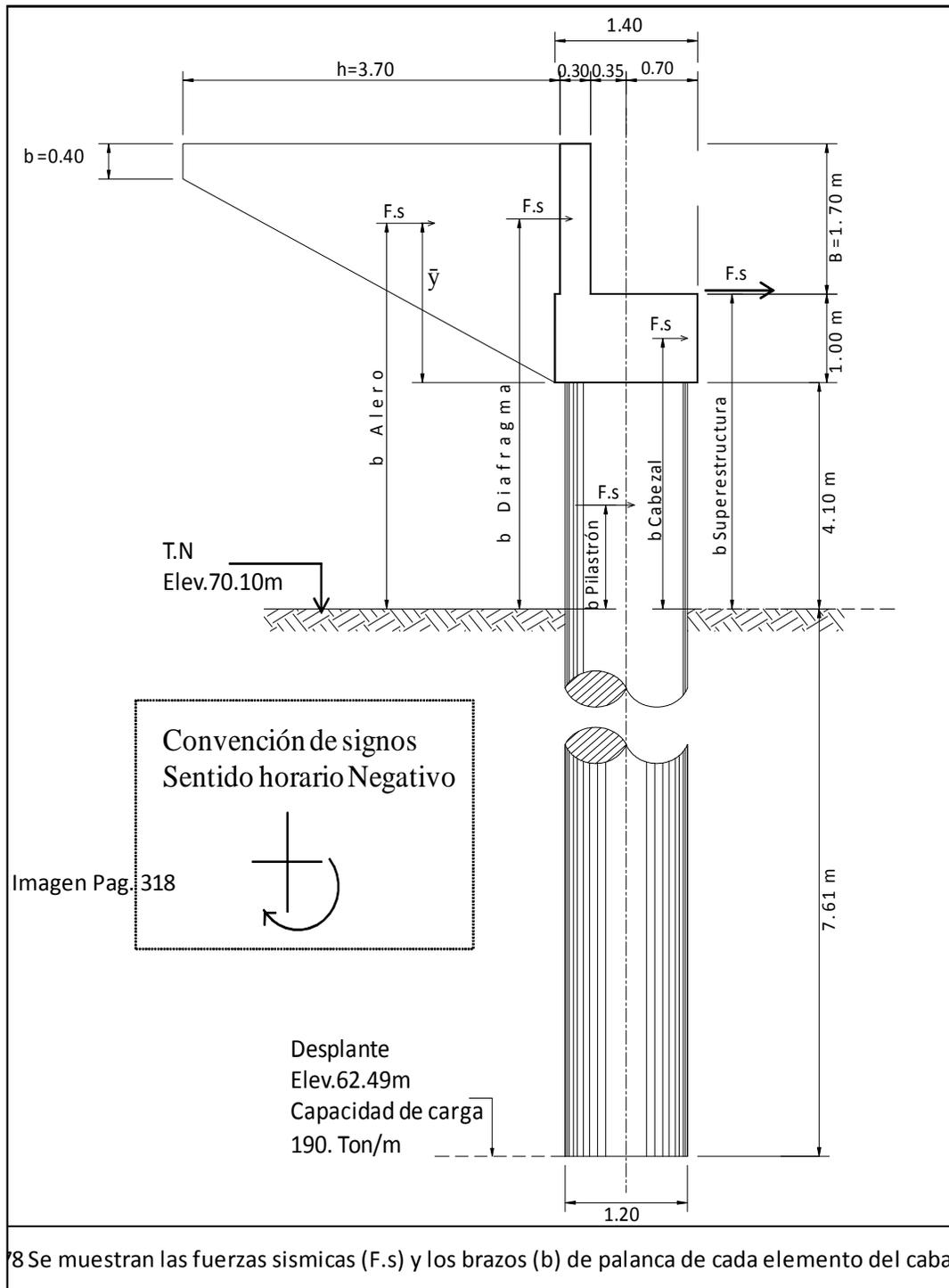
Sustituyendo ec. (248) tenemos:

$$w = \frac{2.07}{7.61} = \mathbf{0.27 \text{ Ton-m}}$$





Calculo de los Brazos de Palanca de la Fuerza sísmica de cada elemento hasta el nivel de T.N.



Calculo de los Brazos de palanca (b)

$$b_{\text{Superestructura}} = 4.10 + 1.00 = -5.10 \text{ m}$$



$$b \text{ Cabezal} = 4.10 + 0.50 = -4.60 \text{ m}$$

$$b \text{ Diafragma} = \frac{1.6}{2} + 1.00 + 4.10 = -5.90 \text{ m}$$

b Alero

$$\checkmark = \frac{h}{3} \left(\frac{2B+b}{B+b} \right) = \frac{3.7}{2} \left(\frac{(2 * 2.60) + 0.40}{2.60 + 0.40} \right) = 3.45 \text{ n}$$

$$b \text{ Alero} = 3.45 + 4.10 = -7.55 \text{ m}$$

$$b \text{ Pilastron} = \frac{4.10}{2} = -2.05 \text{ m}$$

Calculo de los Momentos por fuerza sísmica total de la superestructura hasta el nivel de T.N.

$$\text{Momento Superestructura} = (4.49) (-5.10) = -22.90 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Momento Cabezal} = (2.69) (-4.60) = -12.37 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Monento diafragma} = (0.99) (-5.90) = -5.84 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Momento alero} = (0.48) (-7.55) = -3.62 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Momento pilastron} = (10.01) (-2.05) = -20.52 \text{ Ton-m}$$

$$\text{MT} = -65.25 \text{ Ton-m}$$

Calculo de los Momentos por fuerza sísmica por pilote de cada elemento de la superestructura hasta el nivel de terreno natural.

$$\text{Momento Superestructura} = (1.50) (-5.10) = -7.65 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Momento Cabezal} = (0.90) (-4.60) = -4.14 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Monento diafragma} = (0.33) (-5.90) = -1.95 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Momento alero} = (0.16) (-7.55) = -1.21 \text{ Ton-m}$$

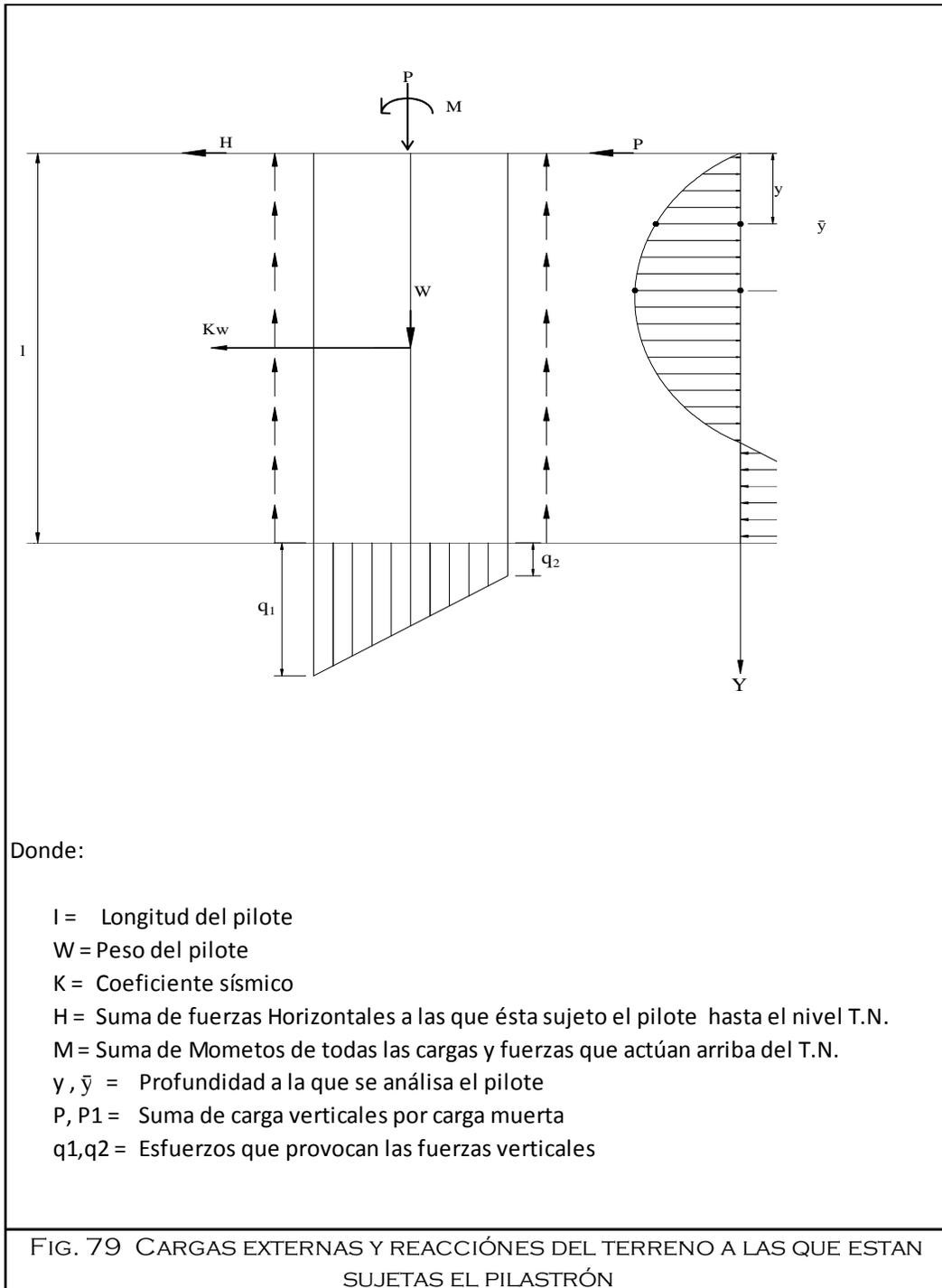
$$\text{Momento pilastron} = (3.34) (-2.05) = -6.85 \text{ Ton-m}$$

$$\text{MT} = -21.80 \text{ Ton-m}$$



ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Como se muestra en la figura siguiente, la condición de cargas externas y reacciones del terreno a la que ésta sujeto un pilastron. Las presiones de tierra laterales, se suponen distribuidas parabólicamente y las presiones de tierra verticales en la forma convencional trapezoidalmente.





Para simplificar el análisis se seguirá el siguiente criterio: Las cargas verticales externas a que esta sujeto un pilastron no debe rebasar la capacidad de carga recomendada para el pilastrón; el análisis se hará solamente por cargas horizontales y se considerara estable el pilastron, si la presión máxima P_1 , de reacción de terreno a la profundidad y_1 , es menor que la presión pasiva del suelo a esa misma profundidad.

Ecuación de la Parábola con vértice (P_1, y_1)

$$P - P_1 = Q (y - y_1)^2$$

Si $(0, 0)$, $Q = \frac{-P_1}{y_1^2}$, entonces

$$P = P_1 - \frac{P_1}{y_1^2} (y - y_1)^2 = P_1 - \frac{P_1 y^2}{y_1^2} + \frac{2 P_1 y}{y_1} - P_1$$

$$P = \frac{P_1 y}{y_1^2} (2y_1 - y) \quad \dots \dots \dots (249)$$

Donde P_1 y y_1 son cantidades desconocidas y se determinan estableciendo el equilibrio estático

$$\sum F_H = 0 \quad \text{y} \quad \sum M = 0$$

Se tendrá entonces:

$$H + Kw = \int_0^l \frac{P_1 y}{y_1^2} (2y_1 - y) dy \quad \dots \dots \dots (250)$$

$$\frac{kwl}{2} - M = \int_0^l \frac{P_1 y^2}{y_1^2} (2y_1 - y) dy \quad \dots \dots \dots (251)$$

Resolviendo la ec. (250) tenemos que:

$$H + Kw = \frac{P_1 l^2}{3 y_1^2} (3 y_1 - l) \quad \dots \dots \dots (252)$$

Resolviendo ec. (251) tenemos que :

$$\frac{kwl}{2} - M = \frac{P_1 l^3}{12 y_1^2} (8 y_1 - 3 l) \quad \dots \dots \dots (253)$$



Para resolver (252) y (253) se divide (253) entre (252)

$$\frac{\frac{kw l}{2} - M}{H + Kw} = \frac{l}{4} \times \frac{(8y_1 - 3l)}{4(3y_1 - l)}$$

Haciendo :

$$e = \frac{\frac{kw l}{2} - M}{H + Kw} \dots \dots \dots (254)$$

Tenemos:

$$12e y_1 - 4e l = 8l y_1 - 3l^2$$

$$y_1(8l - 12e) = (3l - 4e)l$$

$$y_1 = \left(\frac{3l - 4e}{8l - 12e} \right) l \dots \dots \dots (255)$$

De ec. (253) despejamos P_1

$$P_1 = \left(\frac{\frac{kw l}{2} - M}{8y_1 - 3l} \right) \left(\frac{12y_1^2}{l^3} \right)$$

$$P_1 = \left(\frac{\frac{kw l}{2} - M}{2y_1 - 3/4 l} \right) \left(\frac{3y_1^2}{l^3} \right) \dots \dots \dots (256)$$



GRUPOS DE CARGAS CONSIDERADAS

Siguiendo el criterio indicado en el Análisis estructural se revisara la estructura para los grupos de cargas I y VII, considerando tres pilastrones con un diámetro de 1.20 m y una capacidad de carga de 190 Ton/pilastron.

Revisión por el grupo I

$$\text{Grupo I} = \text{CM} + \text{CV} + \text{ET}$$

CM = Carga Muerta

CV = Carga Viva

ET = Empuje de Tierras

Elementos Mecánicos por pilastron

$$P = \frac{R_{cm} + R_{cv} + P_{CDA}}{\text{No. De pilastrones}} \quad (257)$$

Donde:

P_{CDA} = Peso de Cabezal + Diafragma + Aleros

R_{cm} = Reacción por carga muerta (Para caballete No. 1)

R_{cv} = Reacción por carga viva (En dos carriles)

Sustituyendo ec. (257) tenemos que:

$$P = \frac{89.83 + 52.87 + 31.64}{3} = \underline{\underline{58.113}} \text{ Ton/pilastron}$$

$$W' = \underline{\underline{95.34}} \text{ Ton/ pilastron}$$

Donde W' = Peso de un pilastron del nivel del cabezal al desplante

$$H = \frac{ET_1}{\text{No. De pilastrones}} + ET_2 - ET \text{ Cono de derrame} \quad (258)$$

Donde:

ET_1 = Empuje de tierras hasta el nivel del cabezal al desplante



$ET_2 =$ Empuje de tierras en los pilastrones hasta el nivel de terreno Natural

$l =$ Longitud del Nivel de Terreno Natural hasta el desplante de los pilotes

Sustituyendo ec. (258) tenemos que:

$$H = \left(\frac{18.35}{3} \right) + 14.27 - 7.90 = \mathbf{12.487 \text{ Ton}}$$

$$l = \mathbf{7.61 \text{ m}}$$

Calculo del Momento

$$M = \frac{P_{\text{cabezal}} * \text{brazo} + (P_{\text{diafragma}} * \text{brazo}) + (ET_{NC} * \text{brazo}) + (E_{TPILOTE T.N} * \text{brazo}) + (E_{TSC} * \text{brazo})}{\text{No. Pilotes}} \dots (259)$$

Sustituyendo la ec. (259) tenemos que:

$$M = \frac{((26.88) (0.00)) + ((9.85) (0.50)) - ((18.35) (0.90))}{3} - ((14.27) (1.76)) + ((26.50) (1.04))$$

$$M = -1.42 \text{ Ton-m}$$

Revisión por carga vertical

$$P + W' < \text{Capacidad de carga por pilastron} \dots (260)$$

sustituyendo ec. (260) tenemos que:

$$58.113 + 95.34 = 153.45 < 190$$



Revisión por cargas horizontales (No se considera el sismo en este grupo)

De la ec. (254) se tiene:

$$e = \frac{\frac{kw l}{2} - M}{H + Kw}$$

Como $k = 0$ (coeficiente sísmico) por lo tanto:

$$e = \frac{-M}{H} = \frac{-1.42}{12.487} = -0.11 \text{ m}$$

De la ec.(255) tenemos:

$$y_1 = \left(\frac{3l - 4e}{8l - 12e} \right) l = \left(\begin{matrix} ((3) & (7.61)) & + & ((4) & (0.11)) \\ ((8) & (7.61)) & + & ((12) & (0.11)) \end{matrix} \right) (7.61) =$$

$$y_1 = \underline{2.85} \text{ m}$$

De la ec. (256) se tiene:

$$P_1 = \left(\frac{\frac{kw l}{2} - M}{2y_1 - 3/4 l} \right) \left(\frac{3y_1^2}{l^3} \right)$$

Como $K = 0$

$$P_1 = \left(\frac{-M}{2y_1 - 3/4 l} \right) \left(\frac{3y_1^2}{l^3} \right) = \frac{-1.42}{(2)(2.66) - (3/4 * 7.61)} \times \frac{3(2.66)^2}{(7.61)^3} =$$

$$P_1 = \underline{10.46} \text{ Ton-m}$$

A la profundidad de $y_1 = \underline{2.85}$ m de acuerdo a la Estratigrafía de los estudios de Mécanica de suelos se tiene Arcilla arenosa (43%) café claro con grumos caliza aislada de baja plasticidad entre muy firme y muy dura. Por lo que se puede considerar un $\phi = 35^\circ$

De acuerdo a la fórmula de Rankine la Presión Pasiva (P_q) será:

$$P_q = q \gamma h d \dots \dots (261)$$



Donde:

$$q = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad (262)$$

γ = Peso específico de la tierra

$$h = y_1$$

d = Diámetro del pilote

Sustituyendo ec. (262) tenemos que:

$$q = \frac{1 + \text{sen } (35)}{1 - \text{sen } (35)} = 3.69$$

Sustituyendo ec. (261) tenemos que:

$$Pq = (3.69) (1.85) (2.85) (1.20) = 23.35 \text{ Ton-m}$$

Por lo tanto =

$$P1 = 10.46 \text{ Ton-m} < 23.35 \quad \text{¡Si pasa!}$$



Revisión por el grupo VII

Grupo VII = CM+ ET+TT

DONDE:

CM= Carga Muerta

ET = Empuje de Tierras

TT = Sismo

W = Peso de un pilastron del nivel del Terreno Natural al desplante

$$H = \frac{ET_1}{\text{No. De pilastrones}} + ET_2 + \text{Fuerza sismica- } E_{TSC} \quad (263)$$

Fuerza Sismica= Suma de Fuerzas Sismica por pilote de cada elemento hasta el Nivel del T.N

Calculo de lo elementos mecánicos por pilote

$$P = \frac{\sum \text{Fuerzas de la Superestructura por carga Muerta}}{\text{No. De Pilotes}} \quad (264)$$

Sustituyendo ec. (264) tenemos:

$$P = \frac{100.14}{3} = \mathbf{33.38 \quad Ton}$$

W = 20.66

Sustituyendo ec. (263) tenemos:

$$H = \frac{18.35}{3} + 14.27 + 6.23 + 7.9 = 34.517 \quad Ton$$

$$l = \mathbf{7.61 \quad m}$$



Calculo del Momento por pilote hasta el nivel del terreno

Elemento	Fuerza (Ton)	Brazo (m)	Momento (Ton-m)
Diafragma	3.28	0.5	1.64
Alero	1.59	4.63	7.36
Cabezal	8.96	0.00	0
Losa de Acceso	3.55	0.80	2.84
ET (Empuje de Tierras en los pilotes del cono de derrame)	7.90	1.37	10.82
ET (Empuje de Tierras hasta el Nivel inferior del cabezal)	18.35	-0.90	-16.52
ET (Empuje de Tierras en los pilotes del nivel inferior del cabezal al Nivel del Terreno)	14.27	-1.76	-25.12
F.S Superestructura	1.5	-5.10	-7.65
F.S Diafragma	0.33	-5.90	-1.95
F.S Alero	0.16	-3.45	-0.55
F.S Cabezal	0.9	-4.60	-4.14
F.S Pilotes	3.34	-2.05	-6.85
		$\Sigma MT =$	-46.93

Revisión por cargas Verticales

$$P + W < \text{Capacidad de carga por pilastron} \quad (265)$$

$$58.113 + 20.66 = 78.773 \text{ Ton} < 190 \text{ Ton } \textbf{iSi pasa!}$$

Revisión por carga Horizontales

De la ec. (254) se tiene:



$$e = \frac{\frac{kw l}{2} - M}{H + Kw}$$

Si

$$k = \frac{C}{Q} = \frac{0.16}{2} = 0.08$$

Por lo tanto tenemos que:

$$e = \frac{\frac{(0.08)(20.66)(7.61)}{2} - 46.93}{34.517 + ((0.08)(20.66))} = 1.47 \text{ m}$$

De la ec.(255) tenemos:

$$y_1 = \left(\frac{3l - 4e}{8l - 12e} \right) l = \left(\frac{(3)(7.61) + ((4)(1.47))}{((8)(7.61) + ((12)(1.47))} \right) (7.61) =$$

$$y_1 = \underline{\underline{2.78}} \text{ m}$$

De la ec. (256) se tiene:

$$P_1 = \left(\frac{\frac{kw l}{2} - M}{2 y_1 - 3/4 l} \right) \left(\frac{3 y_1^2}{l^3} \right)$$

$$\text{Como } K = \mathbf{0.08}$$

Tenemos que:

$$P_1 = \left(\frac{\frac{(0.08)(20.66)(7.61)}{2} - 46.93}{2(2.78) - \frac{3}{4}(20.66)} \right) \left(\frac{3(2.78)^2}{(7.61)^3} \right) = 0.22 \text{ Ton/m}$$

$$P_1 = \underline{\underline{0.22}} \text{ Ton/m}$$

A la profundidad de $y_1 = 2.78 \text{ m}$ de acuerdo a la Estratigrafía de los estudios de Mecánica de suelos se tiene caliza aislada de baja plasticidad entre muy firme y muy dura. Por lo que se pued



Considerar un $\phi = 35^\circ$

De acuerdo a la fórmula de Rankine la Presión Pasiva (P_q) a la profundidad y **2.78** m será:

$$P_q = q \gamma h d \quad (261)$$

Donde:

$$q = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad (262)$$

γ = Peso específico de la tierra

$$h = y_1$$

d = Diámetro del pilote

Sustituyendo ec. (262) tenemos que:

$$q = \frac{1 + \text{sen } (35)}{1 - \text{sen } (35)} = 3.69$$

Sustituyendo ec. (261) tenemos que la presión pasiva es:

$$P_q = (3.69) (1.85) (2.78) (1.20) = 22.77 \text{ Ton-m}$$

Por lo tanto =

$$P_1 = 0.22 \text{ Ton-m} < 22.77 \text{ Ton-m} \quad \text{¡Si pasa!}$$

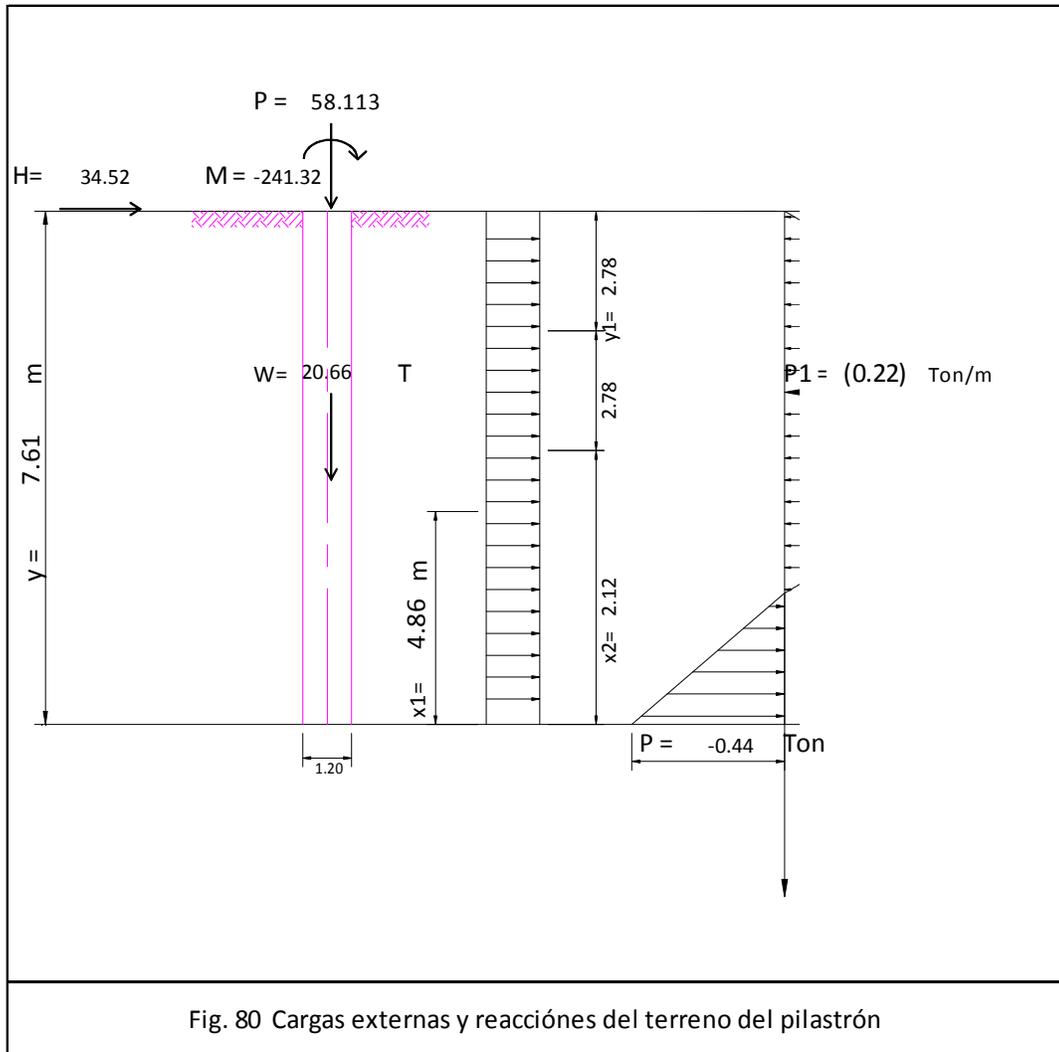
Por lo que se considera aceptable la propuesta 3 pilastrones de un diámetro ϕ 1.2 m

Para la cimentación del caballete No. 1



DISEÑO DE PILASTRONES

Se diseñará el pilastrón con el Grupo VII que es el que rige



De la ec. (249) donde $y = l$ tenemos que

$$P = \frac{P_1 y}{y_1^2} (2y_1 - y) = \frac{(0.22) (7.61)}{(2.78)^2} (2 (2.78) - 7.61) = -0.44 \text{ Ton}$$

$$P = \underline{-0.44 \text{ Ton}}$$

Calculo del Momento a la Profundidad y_1 : 2.78 m





$$M_{2.77} = \Sigma MT - (H * y_1) - (w * y_1 * \frac{y_1}{2}) + [(P_1 * y_1 * \frac{2}{3}) (\frac{3}{8} * y_1)] \dots \dots (266)$$

Sustituyendo ec. (266) tenemos que:

$$M_{2.77} = -46.93 - ((34.52) (2.78)) - ((0.27) (2.78) \frac{2.78}{2}) + [((0.22) (2.78) \frac{2}{3}) (\frac{3}{8} 2.78)] = -143.5 \text{ Ton-m}$$

$M_{2.77} = -143.5 \text{ Ton-m}$

Calculo del Momento a la Profundidad y_1 : **5.56** m

$$M_{5.56} = -46.93 - ((34.52) (5.56)) - ((0.27) (5.56) \frac{5.56}{2}) + [((0.22) (5.56) \frac{2}{3}) (\frac{3}{8} 5.56)] = -241.32 \text{ Ton-m}$$

$M_{5.56} = -241.32 \text{ Ton-m}$

Calculo de los Momentos hasta la profundidad de desplante de **7.61** m

$$M_{7.60} = \Sigma MT - (H * P_D) - (w * P_D * \frac{P_D}{2}) + [P_1 * y_1 * \frac{4}{3} * x_1] - [(\gamma + P_1) (X_1)^2 (1/3)(1/4)(y_1)] + x_2 [P_1 * x_2 * (x_2/2) \dots \dots (267)$$

Sustituyendo la ec. (267) tenemos que:

$$M_{7.60} = -46.93 - ((34.52) (7.61)) - ((0.27) (7.61) \frac{7.61}{2}) + ((0.22) (2.78) \frac{4}{3} (4.86)) - [(-0.44 + 0.22) (4.86)^2 (1/3)(1/4) (2.78)] + 2.12 + ((0.22) (2.12) (\frac{2.12}{2})) = -314.65 \text{ Ton-m}$$

$M_{7.60} = -314.65 \text{ Ton-m}$



Diseño del Pilastrón

$$P + W = 58.113 + 20.66 = \mathbf{78.773 \text{ Ton}}$$

$$\mathbf{M = -241.32 \text{ Ton-m}}$$

Calculo de la excentricidad

$$e = \frac{M}{P} \quad (268)$$

Sustituyendo ec.(268) tenemos que:

$$e = \frac{241.32}{78.773} = 3.06 \text{ m}$$

$$\mathbf{e = 3.06 \text{ m}}$$

Para el calculo del pilastrón se utilizarán las siguientes constantes:

$$\mathbf{n = 10 ;} \quad \text{Relación Modular}$$

$$\mathbf{f'c = 300 \text{ kg / cm}^2 ;} \quad \text{Esfuerzo del concreto a la compresión simple en cilindros estándar}$$

$$\mathbf{f_y = 400 \text{ kg / cm}^2 ;} \quad \text{Esfuerzo de fluencia del Acero a Tensión}$$

$$\mathbf{f_c = 120 \text{ kg / cm}^2 ;} \quad \text{Esfuerzo permisible del concreto a la compresión = } f_c = (0.40)(f'c)$$

$$\mathbf{f_y = f_s = 2000 \text{ kg / cm}^2 ;} \quad \text{Esfuerzo permisible del acero a tensión}$$

$$\mathbf{f_v = 1400 \text{ kg / cm}^2 ;} \quad \text{Esfuerzo permisible del acero a cortante}$$

Utilizando la ec. (27), (28) y (29) del Capítulo III Análisis y Diseño de la Losa tenemos:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}$$

Sustituyendo la ecuación (27), tenemos que:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{2000}{10 (120)}} = 0.375$$



$$k = \underline{0.375}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

Sustituyendo la ecuación (28), tenemos que:

$$j = 1 - \frac{0.375}{3} = 0.875 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = \underline{0.875}$$

$$R = \frac{1}{2} \text{ fc k j}$$

Sustituyendo la ecuación (29), tenemos que:

$$R = \frac{1}{2} (120) (0.375) (0.875) = 19.69$$

$$R = \underline{19.69 \text{ kg/cm}^2}$$



Para conocer la factibilidad de los pilastrones se utiliza el Diagrama 25 de SOUTHERLAND AND R en el cual se necesita los siguientes valores, P_n , r/e para obtener el valor de k y C y aplicarlos a la ec. (268) para el esfuerzo permisible del concreto en compresión y a la ec.(269) Esfuerzo permisible. Se tomará el 3.5 % del porcentaje de acero

$$f_c = C \frac{M}{\pi r^3} \leq (0.40) (f'_c) (1.33) \quad (268)$$

$$f_s = n f_c \left(\frac{1}{k} - 1 \right) \leq 2000 \text{ kg/cm}^2 \times 1.33 \quad (269)$$

Se tomará el 3.5 % del porcentaje de Acero

$$P = 0.035 \%$$

$$P_n = 0.035 \times 10 = \mathbf{0.35}$$

Considerando un recubrimiento $d = 4 \text{ cm}$

$$r = (1/2 \phi) - \text{recubrimiento} \quad (270)$$

Sustituyendo ec. (270) tenemos que:

$$r = 60 - 4 = \mathbf{56 \text{ cm}}$$

Por lo tanto

$$\frac{r}{e} = \frac{56}{306} = 0.18$$

$$\frac{r}{e} = \mathbf{0.18}$$



DIAGRAMA 25 DE SOUTHERLAND AND RESSE

TABLES AND DIAGRAMMS

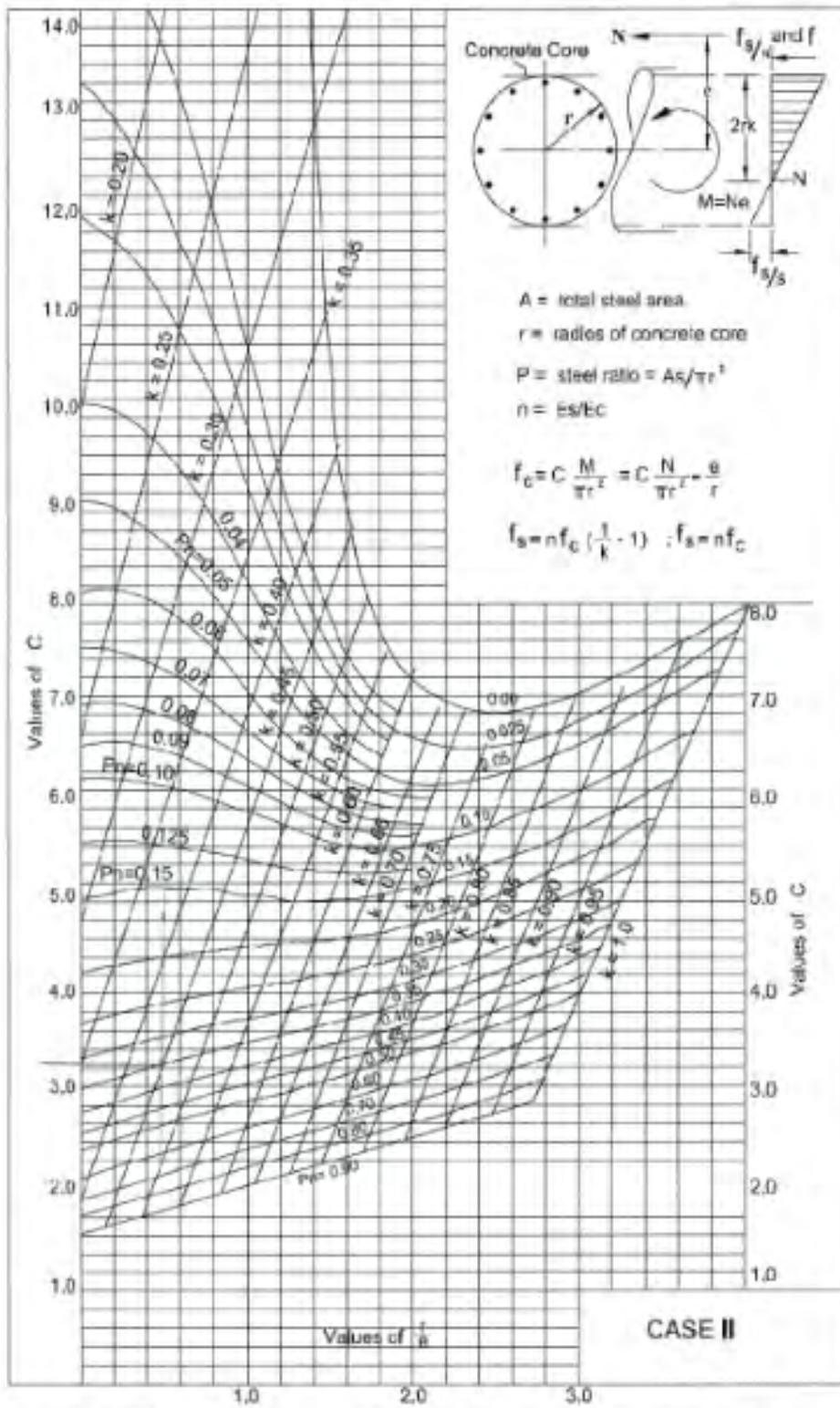


DIAGRAM 25.- Bending and Direct Stress. Case II Circular Sections



Del diagrama anterior tenemos que:

$$k = 0.45$$

$$C = 3.22$$

Sustituyendo la ec. (268)

$$f_c = (3.22) \frac{24132000}{(3.1416) (56)^3} = 140.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = (0.40) (300) (1.33) = 159.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$140.84 \text{ kg/cm}^2 \leq 159.60 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{iSi pasa!}$$

Sustituyendo la ec. (269) tenemos que:

$$f_s = (10.00) (159.60) \left(\frac{1}{0.45} - 1 \right) = 1950.7$$

$$f_s = (2000) (1.33) = 2660$$

$$f_s = 1950.7 \text{ kg/cm}^2 < 2660 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{iSi Pasa!}$$

Por lo tanto el Acero de Refuerzo será:

$$A_s = P \pi r^2 \quad (271)$$

Sustituyendo ec. (271) tenemos que:

$$A_s = (0.035) (3.1416) (56)^2 = 344.82 \text{ cm}^2$$

Calculo del Numero de Varillas $N\phi$

Usando varillas # 8 c se tiene: $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$N\phi = \frac{A_s}{a_s}$$



$$N\phi = \frac{344.82}{5.07} = 68.01 = \mathbf{69 \text{ Varillas \# 8c}}$$

Calculo del numero de paquetes de varillas de # 8c

Proponiendo 3 varillas del # 8c por paquete

$$\text{No. Paquete} = \frac{N\phi}{3} \quad (272)$$

Sustituyendo Ec. (272) tenemos:

$$\text{No. Paquete} = \frac{69}{3} = 23 \text{ Paquetes de 3 varillas de \# 8c}$$

Calculo de la separación de las Varillas

$$S = \frac{2\pi r}{\text{No. De paquetes}} \quad (273)$$

$$S = \frac{2 (3.1416) (56)}{23} = \mathbf{15.30 \text{ cm}}$$

Se pondrán 23 paquetes de 3 varillas # 8c @ 15 cm

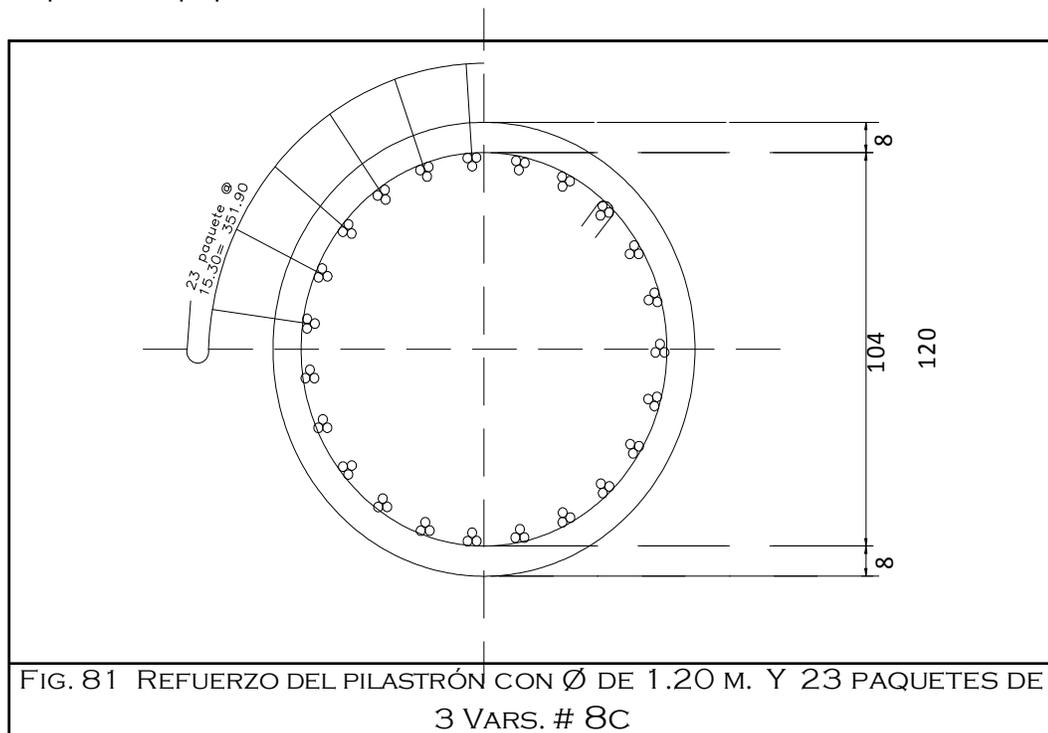


FIG. 81 REFUERZO DEL PILASTRÓN CON Ø DE 1.20 M. Y 23 PAQUETES DE 3 VARS. # 8C



Análisis del Marco del Caballete No.1





Diseño del cabezal

De los resultados del Análisis del Marco anteriores se tiene:

Resumen de esfuerzos

Momento Negativo = 59.79 Ton-m

Momento Positivo = 47.28 Ton-m

Cortante Negativo = 88.2 Ton-m

Momento Torsionante = 0.86 Ton-m

Calculo del Momento Torsionante

$$b = \frac{h}{3} = \frac{(2.70)}{3} = 0.9 \text{ m}$$

$$b_1 = 0.9 - \frac{1}{2} = 0.4 \text{ m}$$

$$b_{\text{DIAFRAGMA}} = \frac{1.6}{2} + 0.5 = 1.30 \text{ m}$$

$$b_{\text{SUPERESTRUCTURA}} = \frac{1}{2} = 0.50 \text{ m}$$

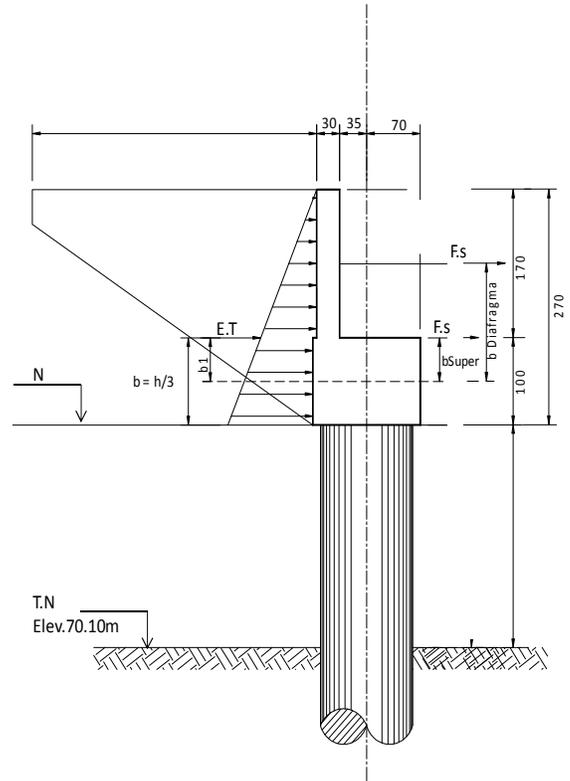


Fig. 82 Esquema de los elementos considerados para el diseño del cabezal

CONCEPTO	CARGA (Ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (Ton-m)
P. Propio Alero	4.76	4.63	22.04
P. Propio Diafragma	9.85	0.5	4.93
ET Hasta el Nivel inferior del cabezal	18.35	-0.90	-16.52
F.s. Superestructura	4.49	-0.50	-2.25
F.s Diafragma	0.99	-1.30	-1.29
		$\Sigma =$	6.91



$$\text{Momento del Grupo I} = 4.93 - 16.52 = -11.59 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Momento del Grupo VII} = 6.91 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Momento Torcionante} = MT = \frac{6.91}{8} = 0.86 \text{ Ton-m}$$

Calculo del Peralte

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{5979000}{(19.69) \text{ #####}}} = 46.57 \approx 47.00 \text{ cm} < 90 \text{ cm} \text{ ¡Si pasa!}$$

$$d = h - r = 100 - 10 = 90 \text{ cm}$$

∴ Se dejara el peralte disponible (90 cm

Calculo del área de Acero

$$\text{As Negativa} = \frac{M}{f_s j d} \dots \dots (274)$$

Sustituyendo ec. (274) tenemos que:

$$\text{As Negativa} = \frac{5979000}{(2000) (0.875) (90)} = 37.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{As Positiva} = \frac{M}{f_s j d} \dots \dots (275)$$

Sustituyendo ec. (275) tenemos que:

$$\text{As Positiva} = \frac{4728000}{(2000) (0.875) (90)} = 30.02 \text{ cm}^2$$

El Acero positivo se incrementa en un 33%



As Positiva * 1.33 (276)

Sustituyendo ec. (276) tenemos que

$$As \text{ Positiva} = (30.02) (1.33) = 39.93 \text{ cm}^2$$

Calculo del Número de Varillas

Usando varillas del # 8 c; $as = 5.07 \text{ cm}^2$

$$N\phi = \frac{As}{as} = \frac{39.93}{5.07} = 7.88 \approx 8 \text{ Varillas}$$

. . . Se colocarán **8 varillas del # 8** en el lecho superior e inferior.

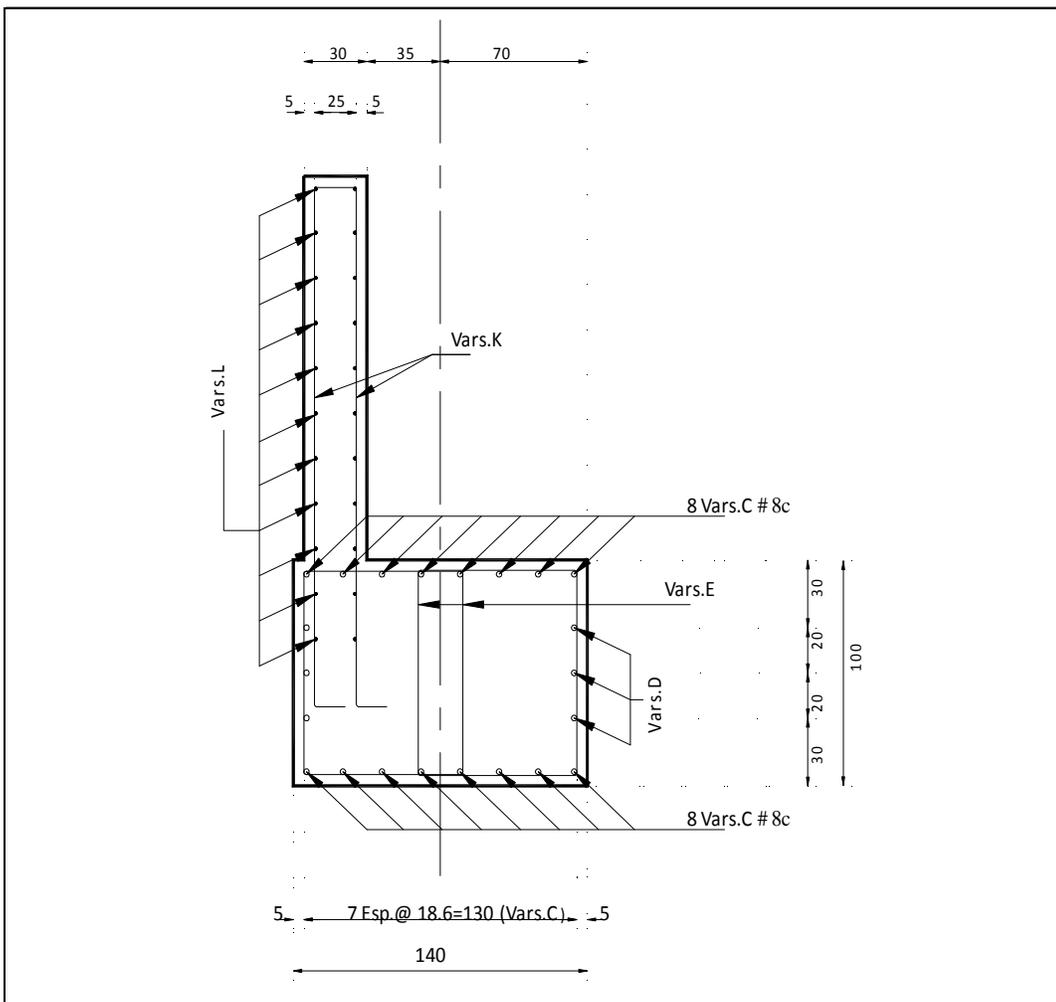


FIG.83 REFUERZO DEL CABEZAL Y DIAFRAGMA DEL CABALLETE NO.1



Revisión por cortante

$$v = \frac{V}{bd} \quad (277)$$

Sustituyendo ec. (277)

$$v = \frac{88200}{(140)(90)} = 7 \text{ kg/cm}^2 > 4 \text{ kg/cm}^2$$

. . . Se necesita refuerzo para cortante

Revisión por Torsión

$$v_t = \phi \frac{Mt}{b^2 h} \quad (278)$$

$$\phi = 3 + \frac{2.6}{(0.45) \frac{h}{b}} \quad (279)$$

Sustituyendo ec. (279) tenemos que:

$$\phi = 3 + \frac{2.6}{(0.45) \frac{(140)}{100}} = 7.13$$

$$\phi = 7.13$$

Sustituyendo ec. (278) tenemos que:

$$v_t = 7.13 \frac{86000}{(100)^2 (140)} = 0.44 \text{ kg/cm}^2 < 4 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Cortante Máximo Total

$$V = v + v_t \quad (280)$$

Sustituyendo. Ec. (280)

$$V = 7 + 0.44 = 7.44 \text{ kg/cm}^2 < 21 \text{ kg/cm}^2$$



Calculo de los Estribos

Considerando estribos de 6 ramas del # 4c

Calculo de la Separación

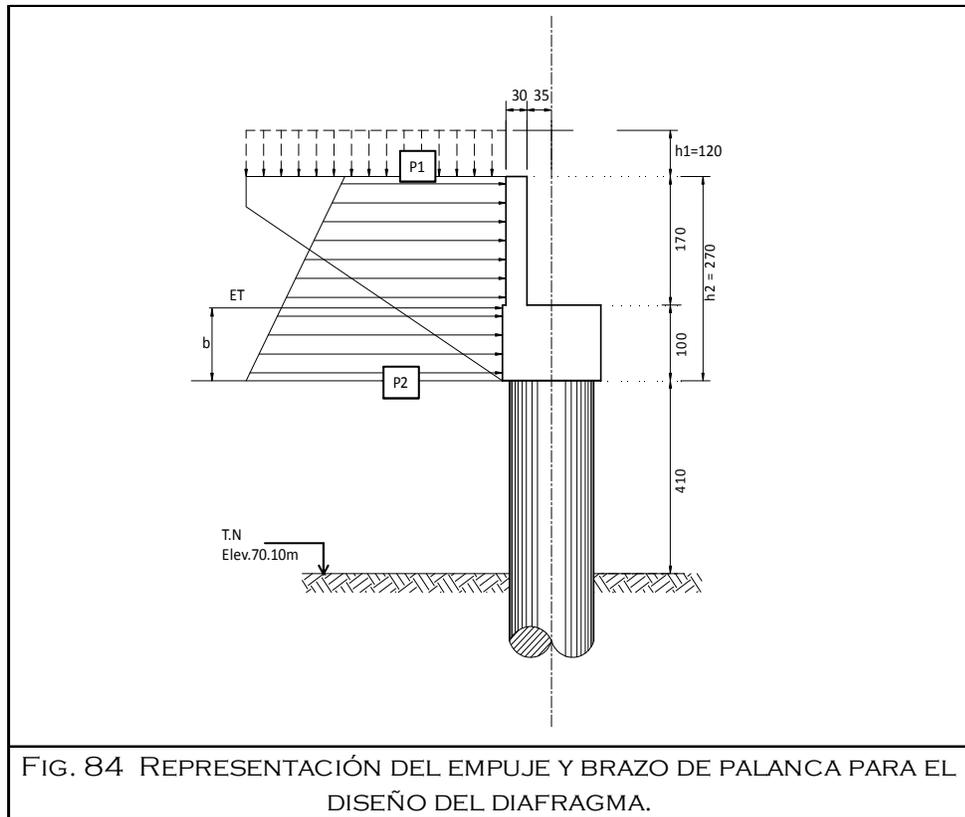
$$S = \frac{\text{No. Ramas} * a_s * 0.90 * f_s * b}{V} \dots \dots (281)$$

Sustituyendo ec. (282) tenemos que:

$$S = \frac{(6) (1.27) (0.90) (90) (2000)}{88200} = 14 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

∴ Se colocaran estribos de 6 ramas del # 4c @ 15 cm

CALCULO Y DISEÑO DEL DIAFRAGMA





El diafragma esta sujeto al empuje de tierras, el cual se considera con una sobre carga 1.2 m

Usando la ec. (234) tenemos que

$$E_T = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \text{ Rankine} \dots \dots \dots (234)$$

Considerando un $\phi = 35^\circ 00' 00''$ y un $\gamma = 1.85 \text{ Ton/m}^3$ (P.u Tierra)

si tenemos que:

$$\tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{35^\circ 00' 00''}{2} \right) = \mathbf{0.27}$$

$$P_1 = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \gamma h_1 \dots \dots \dots (282)$$

Sustituyendo ec. (282) tenemos que:

$$P_1 = (0.27) (1.85) (1.20) = 0.60 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_2 = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \gamma (h_1 + h_2) \dots \dots \dots (283)$$

Sustituyendo ec. (283) tenemos que:

$$P_2 = (0.27) (1.85) (1.20 + 1.60) = 1.40 \text{ Ton/m}^2$$

$$E_T = \left(\frac{P_2 + P_1}{2} \right) h_2 \dots \dots \dots (284)$$

Sustituyendo ec. (284)

$$E_T = \left(\frac{1.40 + 0.60}{2} \right) 1.20 = 1.20 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Brazo} = b = \frac{h_2}{3} \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \right) \dots \dots \dots (284)$$

Sustituyendo ec. (284) tenemos que:

$$b = \frac{1.60}{3} \left(\frac{2(1.20) + 1.60}{1.20 + 1.60} \right) = 0.76 \text{ m}$$



Calculo del Momento por el Empuje de Tierras

$$M_{ET} = (ET) (b) \dots \dots \dots (285)$$

Sustituyendo ec. (285) tenemos que:

$$M_{ET} = (1.20) (0.76) = 0.91 \text{ Ton-m}$$

Calculo del Peralte efectivo del diafragma

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}} \quad \text{M en kg-cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{91000}{(19.69) (100.00)}} = 6.80 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \quad \text{¡Si pasa!}$$

$$d = h - r = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

∴ Se dejara el peralte disponible c 25 cm

Calculo del Área de acero para el diafragma

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{91000}{(2000) (0.875) (25)} = 2.08 \text{ cm}^2$$

Calculo del acero por temperatura

$$A_{sT} = 0.0025 b h \leq 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (286)$$

Sustituyendo ec. (286) tenemos que:

$$A_{sT} = (0.0025) (100) (30) = 7.50 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2$$

∴ $A_{sT} = 6 \text{ cm}^2$

Como el acero por temperatura es mayor al de flexión se armará por Temperatura

Calculo de la separación de las varillas.



Usando varillas del # 4 c ; $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{(a_s) (100)}{A_{sT}} = \frac{(1.27) (100)}{6} = 21.17 \text{ cm}$$

∴ Colocar vars. Del # 4 c @ 20 cm Ambas parrilas y ambos sentidos

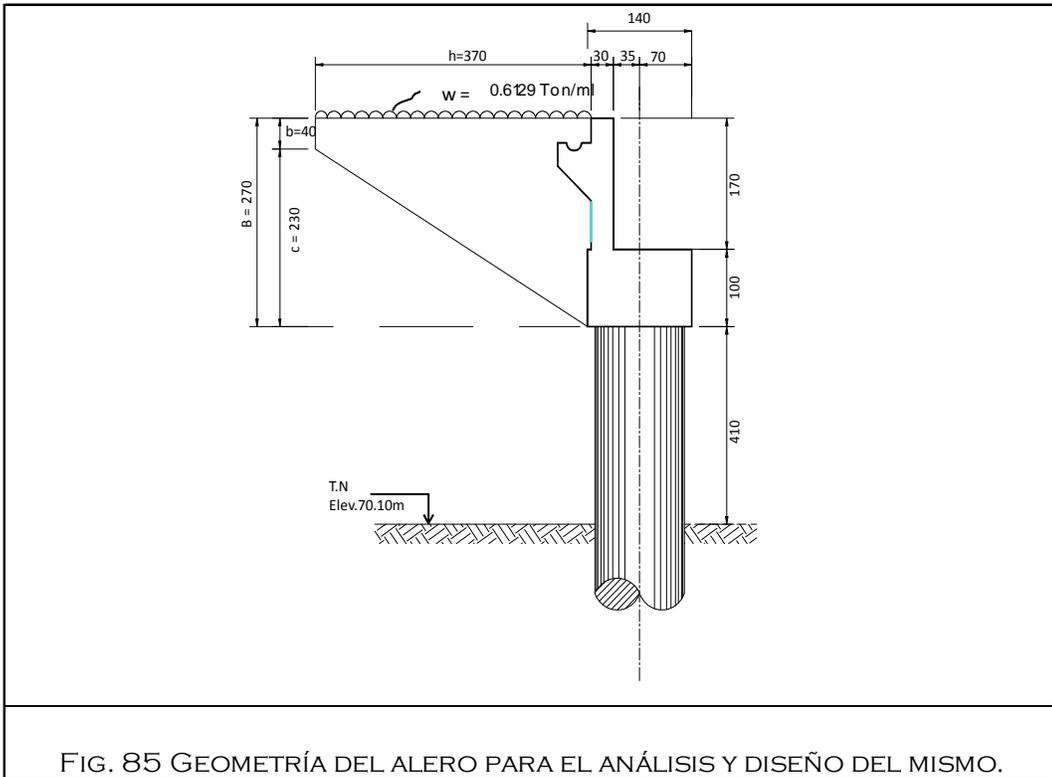
Verificación por cortante

$$v = \frac{ET}{bjd} \quad ET \text{ en Kg} \quad \dots \dots (287)$$

Sustituyendo ec. (287) tenemos que:

$$v = \frac{1200}{(100) (0.875) (25)} = 0.55 \text{ kg/cm}^2 < 4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{¡Si Pasa!}$$

Análisis y diseño del Alero





Revisión por Cargas Verticales

$$V = ((a)(\text{esp. Alero})(h)(\gamma_c) + ((w) (h)) + (((B + b)/2)(h)(\text{esp. Diaf.})(\gamma_c)) \dots \dots \dots (288)$$

Sustituyendo ec. (288) tenemos que:

$$V_1 = ((0.20) (0.23) (3.70) (2.40)) = 0.41 \text{ Ton}$$

$$V_2 = (0.6129) (3.70) = 2.27 \text{ Ton}$$

$$V_3 = \left(\frac{2.6 + 0.40}{2} \right) (3.70) (0.30) (2.40) = 4.00 \text{ Ton}$$

$$V_T = \underline{6.68} \text{ Ton}$$

Calculo del Momento

$$M = [(V_1 + V_2) (h/2)] + \{ V_3 [((2 * b) + B) / (a + B)] (h/3) \} \dots \dots \dots (289)$$

Sustituyendo ec. (289) tenemos que:

$$M = \left[(0.41 + 2.27) \frac{3.70}{2} \right] + \left\{ 4.00 \left[\frac{2(0.40) + 2.60}{0.40 + 2.60} \right] \left(\frac{3.70}{3} \right) \right\} =$$

$$M = \underline{10.55} \text{ Ton-m}$$

CALCULO DEL PERALTE

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}} \quad \text{M en kg-cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{1055000}{(19.69) (100.00)}} = 23.15 \text{ cm} < 250 \text{ cm} \quad \text{¡Si pasa!}$$

$$d = h - r = 260 - 10 = 250 \text{ cm}$$



Se dejara el peralte disponible c 250 cm

Calculo del Área de acero necesaria

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1055000}{(2000) (0.875) (250)} = 2.41 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 2 vars. # 4 c en el lecho superior

$$A_s = (2.00) (1.27) = 2.54 \text{ cm}^2 > 2.41 \text{ cm}^2$$

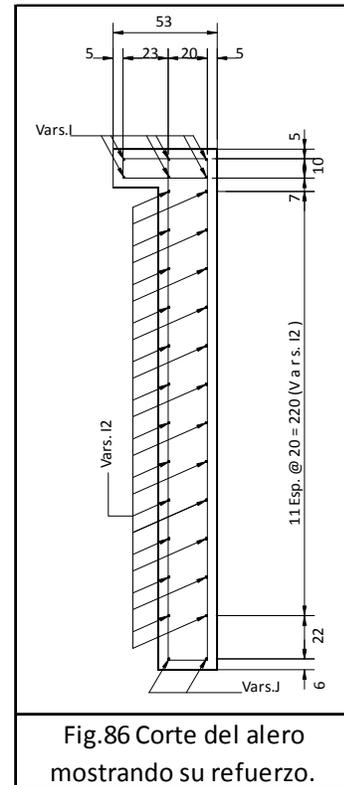


Fig.86 Corte del alero mostrando su refuerzo.

Análisis y Diseño por carga Horizontales

Empuje de Tierras con sobrecarga de 1.20 m

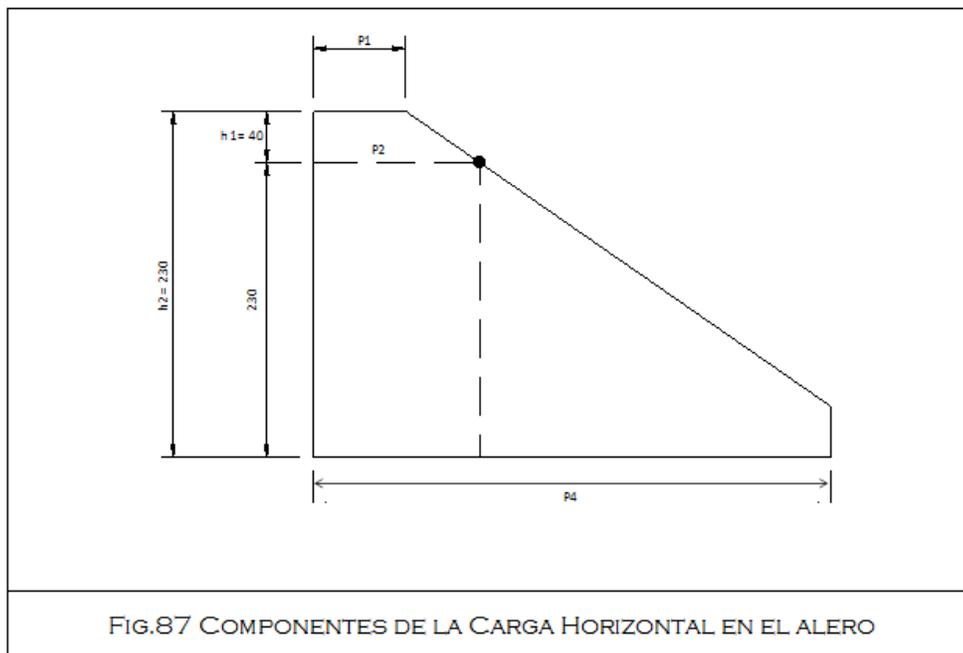


FIG.87 COMPONENTES DE LA CARGA HORIZONTAL EN EL ALERO



Presiones en el extremo menor:

Utilizando la ec.(282) tenemos que:

$$\text{Tan}^2 \left(45 - \frac{\emptyset}{2} \right) = \text{Tan}^2 \left(45 - \frac{35'00''}{2} \right) = \mathbf{0.27}$$

$$P_1 = \text{Tan}^2 \left(45 - \frac{\emptyset}{2} \right) \times h_1 \quad (282)$$

Sustituyendo ec. (283) tenemos que:

$$P_1 = (0.27) (1.85) (0.40) = 0.20 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_2 = \text{Tan}^2 \left(45 - \frac{\emptyset}{2} \right) \times (h+h_1) \quad (283)$$

Sustituyendo ec. (283) tenemos que:

$$P_2 = (0.27) (1.85) (1.20 + 0.40) = 0.80 \text{ Ton/m}^2$$

Presiones en el extremo Mayor

$$P_3 = P_1 = 0.20 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_4 = \text{Tan}^2 \left(45 - \frac{\emptyset}{2} \right) \times (h+h_2) \quad (290)$$

Sustituyendo ec. (290) tenemos que:

$$P_4 = (0.27) (1.85) (1.20 + 2.60) = 1.90 \text{ Ton/m}^2$$

$$V_T = \Sigma V_1 + V_2 + V_3 \quad (291)$$

Donde :

$$V_1 = \left(\frac{P_1 + P_2}{2} \right) (h_1)(h') \quad (292)$$

$$V_2 = (P_2) (h_2 - b) (h')(0.5) \quad (293)$$



$$V_3 = (P_4 - P_3) (h_2 - b) (0.5) (h') (1/3) \dots \dots \dots (294)$$

Sustituyendo ec. (292), (293), (294) y (291) respectivamente

$$V_1 = \left(\frac{0.20 + 0.80}{2} \right) (0.40) (3.70) = 0.74 \text{ Ton}$$

$$V_2 = 0.80 (2.60 - 0.40) (3.70) (0.50) = 3.26 \text{ Ton}$$

$$V_3 = (1.90 - 0.20) (2.60 - 0.40) (0.50) \frac{1}{3} = 0.62 \text{ Ton}$$

$$V_T = 0.74 + 3.26 + 0.62 = 4.62 \text{ Ton}$$

Calculo del Momento

$$M = (V_1 * h' * 0.50) + (V_2 * h' * 1/3) + (V_3 * h' * 1/4) \dots \dots \dots (295)$$

Sustituyendo ec. (295) tenemos que:

$$M = ((0.74) (3.70) (0.50)) + ((3.26) (3.70) (1/3)) + 0.62 ((3.70) (1/4)) =$$

$$M = \underline{5.96} \text{ Ton - m}$$

CALCULO DEL PERALTE

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}} \quad \text{M en kg-cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{596000}{(19.69) (260)}} = 10.79 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \quad \text{¡Si pasa!}$$

$$d = h - r = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

∴ Se dejara el peralte disponible c 25 cm

Calculo del Área de acero para el diafragma

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{596000}{(2000) (0.875) (25)} = 13.62 \text{ cm}^2$$



Calculo de la separación de las varillas.

Usando varillas del # 4 c ; $as = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{(as) (h_2)}{As} = \frac{(1.27) (260)}{13.62} = 24.24 \text{ cm}$$

∴ Se dejara vars. Del # 4 c @ 20 cm

Revisión por Cortante

Por carga Vertical

$$v = \frac{V}{b j d} \quad V \text{ en Kg}$$

$$d = h - r = 260 - 10 = 250 \text{ cm}$$

$$v = \frac{6680}{(30) (0.875) (250)} = 1.02 \text{ kg/cm}^2 < 4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{iSi Pasa!}$$

Por Carga Horizontales

$$v = \frac{V}{b j d} \quad V \text{ en Kg}$$

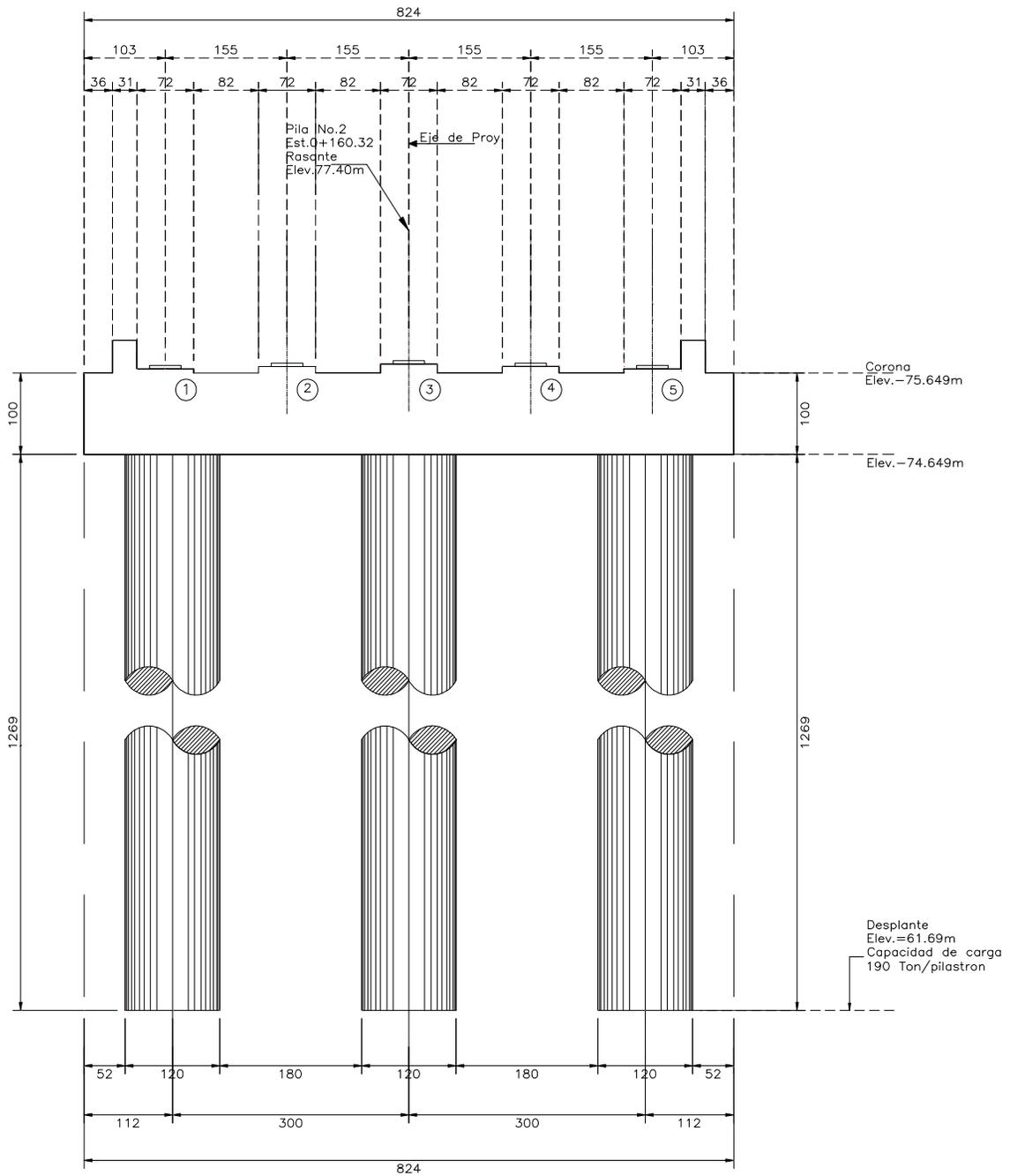
$$v = \frac{4620}{(30) (0.875) (250)} = 0.7 \text{ kg/cm}^2 < 4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{iSi Pasa!}$$

∴ Se armara por Temperatura

Se pondran Vars. # 4 c @ 20 cm



4.2 Pila No. 2





DATOS GENERALES PARA EL CALCULO DEL CABALLETE

Estructura formada por:

Longitud del claro (CL)	30	m
Ancho de la sección transversal (a_{ST})	8	m
Elevación de Rasante	25	m
Elevación de desplante	15	m
Capacidad de Carga	180	Ton/m ²
Sobre elevación del camino	2	%
Separación de la trabe	1.6	m
No. De Pilastrones	3	
Tipo de la trabe	IV	AASTHO
No. De trabes	4	
Área de trabe	0.4974	m ²
Peralte de la trabe	1.35	m
Espesor de la junta	0.04	m
Sección del Pilastron	1.2	m. ϕ



Como se sabe nuestra Pila propone 3 pilastrones de 1.20 m de ϕ , los cuales se unen en la parte superior por un cabezal, soportando de esta manera una superestructura a base de una losa de concreto armado sobre 5 traveses AASTHO Tipo IV.

En primer instancia se deducira la elevación de la corona para posteriormete encontrar las alturas de los bancos donde son colocados los apoyos de neopreno y las traveses AASTHO.

RASANTE:

La elevación de la rasante se optiene del croquis de rasante (Ver Fig.62) En el cual se aprecia el alineamiento vertical y los puntos del PTV,PIV y PCV.

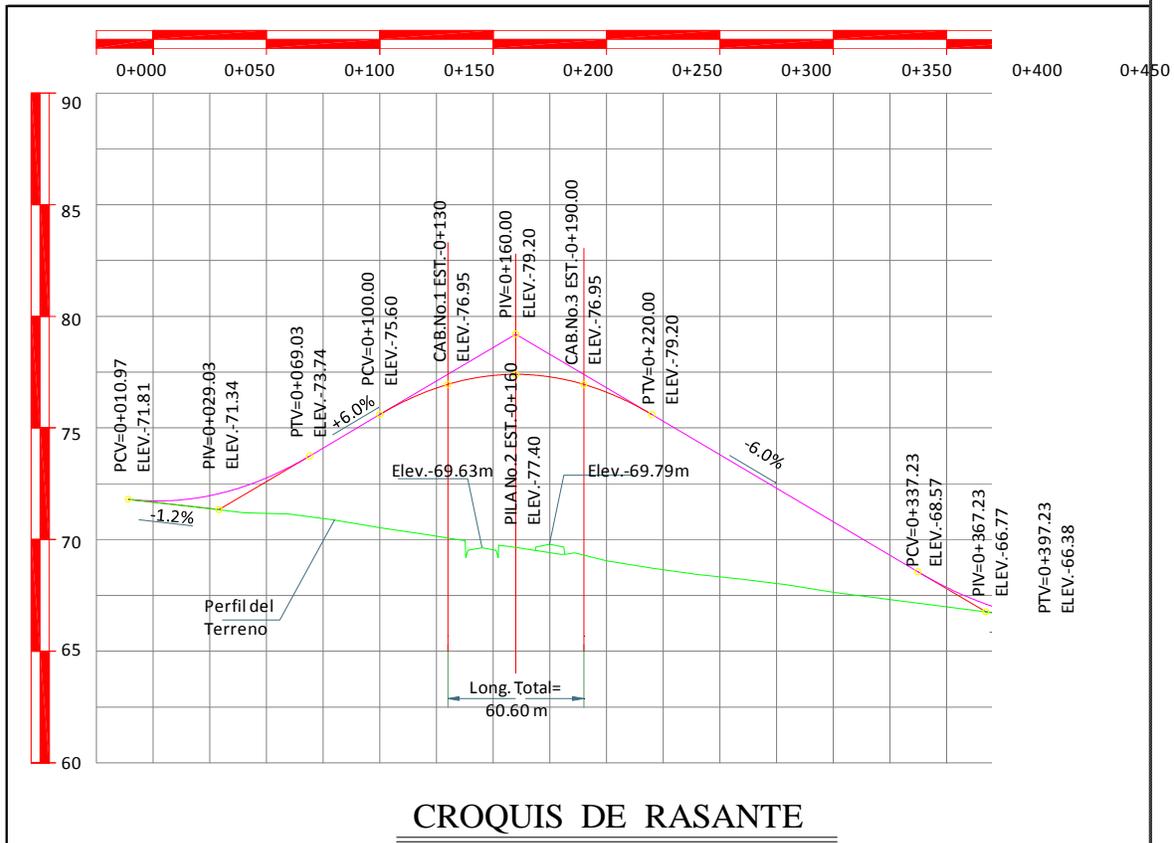


FIG. 65 ALINEAMIENTO VERTICAL DEL PIV.

Datos

Punto	Estación	Elevación (m)
PCV	0+100.00	75.6
PIV	0+160.00	79.2
PTV	0+220.00	75.6



Calculo de la pendiente de entrada (Se) y de la pendiente de Salida (Ss) UTILIZANDO EC. (214) Y (215)

$$Se = \frac{(\text{Elevación PCV}) - (\text{Elevación PIV})}{(\text{Estación PCV}) - (\text{Estación PIV})} \times 100$$

$$Ss = \frac{(\text{Elevación PIV}) - (\text{Elevación PTV})}{(\text{Estación PIV}) - (\text{Estación PTV})} \times 100$$

Sustituyendo las ec. (214) y (215) respectivamente tenemos que:

$$Se = \frac{75.6 - 79.2}{0+100.00 - 0+160.00} \times 100 = 6 \%$$

$$Se = \underline{6} \%$$

$$Ss = \frac{79.2 - 75.6}{0+160.00 - 0+220.00} \times 100 = -6 \%$$

$$Ss = \underline{-6} \%$$

Calculo de coeficiente (k) Utilizando ec. (216)

$$k = \frac{Ss - Se}{\frac{Lc}{2}}$$

$$Lc = \text{Estación PCV} - \text{Estación PTV}$$

Sustituyendo la ec. (217) tenemos que:

$$Lc = 0+100.00 - 0+220.00 = 120 \text{ m}$$

$$Lc = \underline{120} \text{ m}$$

Sustituyendo la ec.(216) tenemos que:

$$k = \frac{-6 - 6}{\frac{120}{2}} = -0.2$$

$$k = \underline{-0.2}$$



Calculo de la elevación de la Rasante en la Pila No.2

Punto	Estación	Distancia(x)
PCV	0+100.00	
PILA. No.2	0+160.32	$0+160.32 - 0+100.00 = 60.3$

Punto	Estación	Distancia(x)	$k (x / 20)^2$
PCV	0+100.00		
PILA. No.2	0+160.32	60.3	$-0.2 (60.3 / 20)^2 = -1.819$

Punto	Estación	Distancia(x)	$k (x / 20)^2$	(Se)(x)
PCV	0+100.00			
PILA. No.2	0+160.32	60.3	-1.819	$(6.000 / 100) (60.3) = 3.619$

Punto	Estación	Distancia(x)	$k (x / 20)^2$	(Se)(x)	Rasante
					(Elev.RasantePCV + (X)+ (Se*x))
PCV	0+100.00				75.6
PILA. No.2	0+160.32	60.3	-1.819	3.619	77.4

Una vez obtenidos los valores de Elevación de Rasante en la Pila se prosigue con el calculo de la elevación de la corona, esta se obtiene restando los elementos de la subestructura tales como la carpeta asfáltica, losa, zoclo, la trabe, el apoyo de neopreno y el banco; para lo cual se necesita lo siguiente:

✚ Espesor de la carpeta de asfalto:

Se considerará el valor de 4 cm y no el de diseño que es de 12 cm



✚ Espesor de la losa

En este caso y de acuerdo con el análisis realizado anteriormente tenemos un peralte de losa de 20 cm

✚ Zoclo

El zoclo es el espacio que queda entre el patín superior de la trabe y la losa causado por la sobre elevación de la misma. Este hueco es rellenado de concreto simple y se calcula con la siguiente expresión:

$$Z = ((a)*(s/100))/2$$

Donde:

Z = Zoclo en cm

a = Ancho del patín superior, en cm

s = Sobre elevación de la losa, en cm. = 2.00%

Por lo tanto tenemos que:

$$Z = \frac{(50) \left(\frac{2}{100} \right)}{2} = 0.50 \text{ cm}$$

$$Z = \underline{\underline{0.50}} \text{ cm}$$

✚ Peralte la trabe

Para una trabe AASHTO Tipo IV el peralte es de 135 cm (Ver Tabla 1 Elementos geométricos)

✚ Espesor del apoyo de neopreno

Para saber el tipo de apoyo de neopreno a utilizar es recomendable intercalar los apoyos es decir primero uno fijo y el siguiente será móvil. De acuerdo con lo anterior en el Pila No.2 llevará apoyos Móvil en el tramo 1-2 (Hacia el Cab. No.1) y Fijo en el tramo 2-3 (Hacia el Cab. No. 3)

Por lo tanto tenemos que el apoyo Fijo es de 4.1 cm y el Apoyo Móvil de 5.7 cm



✚ Espesor de banco mínimo

Se considerará de 5 cm el espesor mínimo, y con frecuencia el banco que toma este valor es el del extremo ya sea derecho o izquierdo esto dependerá de la sobre-elevación que se tenga en la losa, por ejemplo si es de (-) a la Izq. y (+) a la Der. el banco de 5 cm es el de la izq. por el contrario si tenemos sobre-elevaciones de (+) Izq. y (-) Der. el banco de 5 cm es el de la derecha y por última si ambos lados tienen signos iguales (-) Izq. y (-) Der. ambos extremos serán bancos de 5 cm.

Continuando con el cálculo se tiene lo siguiente:

Para el Tramo 1- 2 con apoyo Fijo

Espesor de la Carpeta asfáltica	0.04	m
Espesor de la losa	0.2	m
Zoclo	0.005	m
Peralte de la Trabe	1.35	m
Espesor de Apoyo de Neopreno Fijo	0.041	m
Espesor del banco mínimo	<u>0.05</u>	m
	1.686	m

Para el Tramo 2-3 con apoyo Móvil

Espesor de la Carpeta asfáltica	0.04	m
Espesor de la losa	0.2	m
Zoclo	0.000	m
Peralte de la Trabe	1.35	m
Espesor de Apoyo de Neopreno Móvil	0.057	m
Espesor del banco mínimo	<u>0.05</u>	m
	1.697	m

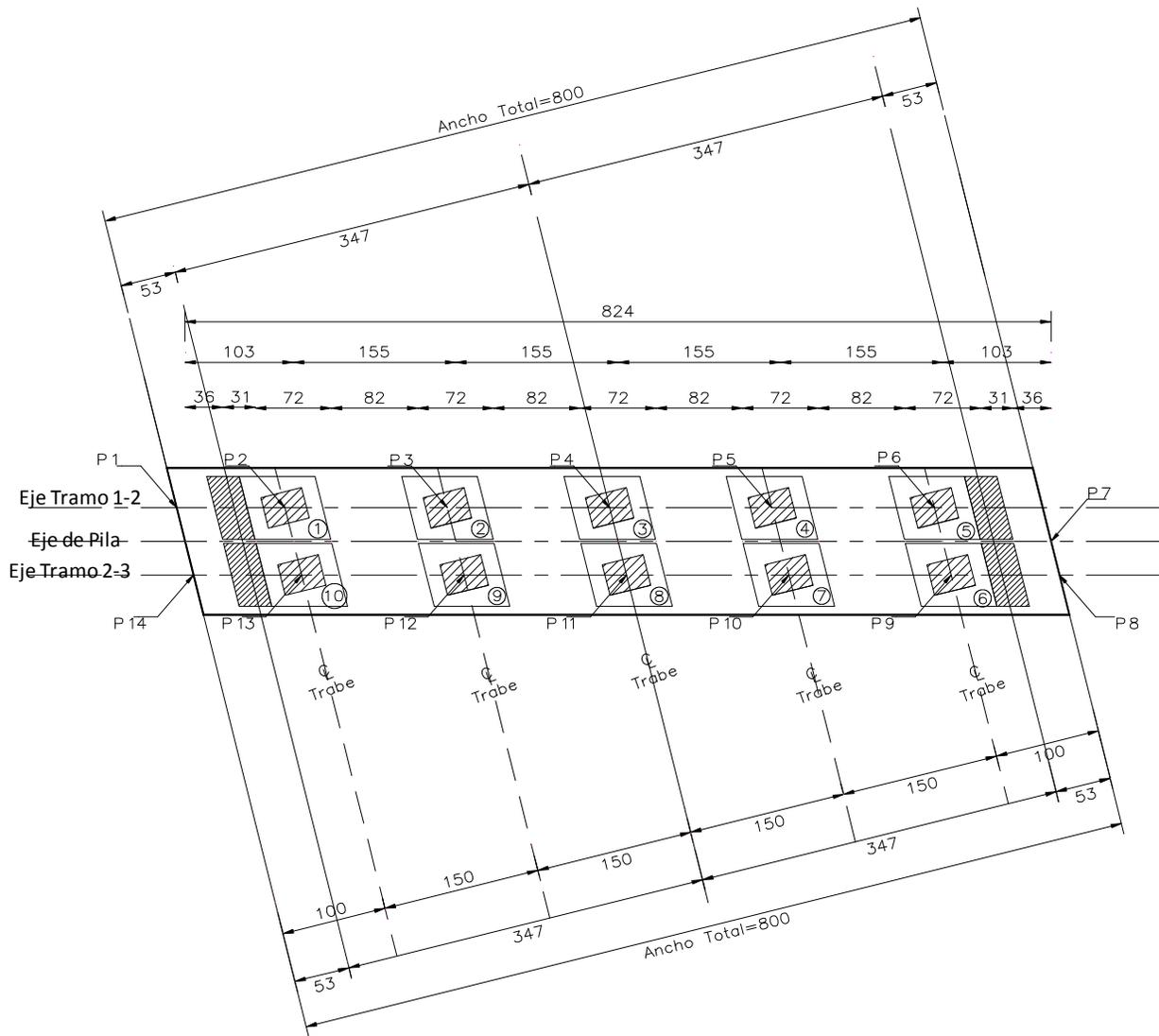


Fig.88 Planta de la Pila donde se ubican los bancos en ambos tramos



Para obtener la elevación en la corona del cabezal y los espesores del banco se realiza lo siguiente

COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructur	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
1								
2								
3								
4								
5								
6								
7								

Para llenar la casilla de la Distancia del eje de proyecto al punto deseado se utiliza la Fig. 49 para deducir las distancias.

$$D_1 = \frac{1}{2} (\text{Ancho total de la sección transversal}) = \frac{1}{2} 8 = 4$$

$$D_2 = D_1 - 1.30 = 4 - 1.30 = 2.70 \text{ m}$$

$$D_3 = \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 1.8 = 0.90 \text{ m}$$

$$D_4 = 0$$

$$D_5 = \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 1.8 = 0.90 \text{ m}$$

$$D_6 = D_1 - 1.30 = 4 - 1.30 = 2.70 \text{ m}$$

$$D_7 = \frac{1}{2} (\text{Ancho total de la sección transversal}) = \frac{1}{2} 8 = 4$$



Con los datos de las distancia obtenidos se llenara la segunda columna y para la columna tres se sabe que la sobre elevación es del -2.00 %.

COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructur	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
1	4.00	-2.00%						
2	2.70	-2.00%						
3	0.90	-2.00%						
4	0.00	-2.00%						
5	0.90	-2.00%						
6	2.70	-2.00%						
7	4.00	-2.00%						

Para la cuarta columna ya se cuenta con el dato de la elevación de rasante en el punto 4 por lo tanto se coloca el valor, y se prosigue al calculo de las demás elevaciones.

COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructur	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
1	4.00	-2.00%						
2	2.70	-2.00%						
3	0.90	-2.00%						
4	0.00	-2.00%	77.4					
5	0.90	-2.00%						
6	2.70	-2.00%						
7	4.00	-2.00%						



1.- Elevación de la Rasante en el punto - (Distancia del eje de proy. Al punto deseado * Sobre-elevación)

$$1.- \quad 77.4 \quad + \quad (\quad 4.00 \quad * \quad (\quad -2.00 \quad / \quad 100)) \quad = \quad 77.32$$

Lo anterior se realiza en los demas puntos con sus respectivas distancias, para poder así llenar esta casilla. En la columna siguiente se colocará la suma de los elemento de la subestructura. Para el caso de la columna 6 se pondra el valor del banco mín. que es 5 cm.

COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructur	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
1	4.00	-2.00%	77.32	1.686	0.05			
2	2.70	-2.00%	77.346	1.686	0.05			
3	0.90	-2.00%	77.382	1.686	0.05			
4	0.00	-2.00%	77.4	1.686	0.05			
5	0.90	-2.00%	77.382	1.686	0.05			
6	2.70	-2.00%	77.346	1.686	0.05			
7	4.00	-2.00%	77.302	1.686	0.05			

En la columna No. 7 se realizara la siguiente operación:

1.- Elevación de la Rasante del punto - Suma de los elementos de la subestructura

$$1.- \quad 77.32 \quad - \quad 1.686 \quad = \quad 75.634 \quad m$$





COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructur	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
1	4.00	-2.00%	77.32	1.686	0.05	75.634		
2	2.70	-2.00%	77.346	1.686	0.05	75.66		
3	0.90	-2.00%	77.382	1.686	0.05	75.696		
4	0.00	-2.00%	77.4	1.686	0.05	75.714		
5	0.90	-2.00%	77.382	1.686	0.05	75.696		
6	2.70	-2.00%	77.346	1.686	0.05	75.66		
7	4.00	-2.00%	77.32	1.686	0.05	75.634		

1	7
Punto	Columna (4) - Columna (5)
1	75.634
2	75.66
3	75.696
4	75.714
5	75.696
6	75.66
7	75.634

De la columna No. 7 en los ejes donde se ubican las trabes (eje No.2, 3, 5 y 6) se busca el valor menor, ya que este será tomado con la elevación de la corona de cabezal (Tramo 1-2). En el caso de la pila se realizan los pasos 1 al 6 para el apoyos Móviles (Tramo 2-3) para conocer la Elevación de la corona en el tramo y comparar con el Tramo 1-2 (Apoyo Fijo) siendo el más desfavorable la elev. de corona para la Pila

Elevación de corona : 75.66 m (Tramo 1-2)

TRAMO 2-3 (Hacia Cab. No 3) Con Apoyos Móviles



COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructura	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
1	4.00	-2.00%	77.32	1.697	0.05	75.623		
2	2.70	-2.00%	77.346	1.697	0.05	75.649		
3	0.90	-2.00%	77.382	1.697	0.05	75.685		
4	0.00	-2.00%	77.4	1.697	0.05	75.703		
5	0.90	-2.00%	77.382	1.697	0.05	75.685		
6	2.70	-2.00%	77.346	1.697	0.05	75.649		
7	4.00	-2.00%	77.32	1.697	0.05	75.623		

Buscando el valor menor en la columna (7) tenemos qu 75.649 m

Comparando con el tramo 1-2 y el tramo 2-3 tenemos:

Tramo 1-2 = 75.66 m

Tramo 2-3 = 75.649 m

Por lo tanto la elevación de corona será de **75.649 m**

Una vez teniendo la elevación de la corona se continua con el llenado de la tabla para el tramo 1-2 y posteriormente para el Tramo 2-3.

Paso 7.-

El calculo de la columna No. 8 se llevara a cabo con la siguiente operación:

1.- Columna(4) - Columna (5) + Columna (6)

1.- 77.32 - 1.686 + 0.05 = 75.684 m



COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructur	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
1	4.00	-2.00%	77.32	1.686	0.05	75.634	75.684	
2	2.70	-2.00%	77.346	1.686	0.05	75.66	75.71	
3	0.90	-2.00%	77.382	1.686	0.05	75.696	75.746	
4	0.00	-2.00%	77.4	1.686	0.05	75.714	75.764	
5	0.90	-2.00%	77.382	1.686	0.05	75.696	75.746	
6	2.70	-2.00%	77.346	1.686	0.05	75.66	75.71	
7	4.00	-2.00%	77.32	1.686	0.05	75.634	75.684	

Por ultimo en la columna No.9 Espesor de los banco tenemos que:

1.- (Columna (8) - Elevación de corona) * 100

$$1.- \quad 75.684 \quad - \quad 75.649 \quad 100 \quad = \quad 3.5$$

COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructur	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
1	4.00	-2.00%	77.32	1.686	0.05	75.634	75.684	3.5
2	2.70	-2.00%	77.346	1.686	0.05	75.66	75.71	6.1
3	0.90	-2.00%	77.382	1.686	0.05	75.696	75.746	9.7
4	0.00	-2.00%	77.4	1.686	0.05	75.714	75.764	11.5
5	0.90	-2.00%	77.382	1.686	0.05	75.696	75.746	9.7
6	2.70	-2.00%	77.346	1.686	0.05	75.66	75.71	6.1
7	4.00	-2.00%	77.32	1.686	0.05	75.634	75.684	3.5



Continuando con el llenado de la tabla para el Tramo 2-3 tenemos que:

COLUMNAS								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Punto	Distancia del eje de proy. Al punto (m)	Sobre-elevación	Elevación de la Rasante en el punto	Suma de los elementos de Subestructur	Espesor banco mín.	Columna (4) - Columna (5)	Elev. Hasta antes del banco	Altura banco (cm)
1	4.00	-2.00%	77.32	1.697	0.05	75.623	75.673	2.4
2	2.70	-2.00%	77.346	1.697	0.05	75.649	75.699	5
3	0.90	-2.00%	77.382	1.697	0.05	75.685	75.735	8.6
4	0.00	-2.00%	77.4	1.697	0.05	75.703	75.753	10.4
5	0.90	-2.00%	77.382	1.697	0.05	75.685	75.735	8.6
6	2.70	-2.00%	77.346	1.697	0.05	75.649	75.699	5
7	4.00	-2.00%	77.32	1.697	0.05	75.623	75.673	2.4

Altura de los Bancos (cm)

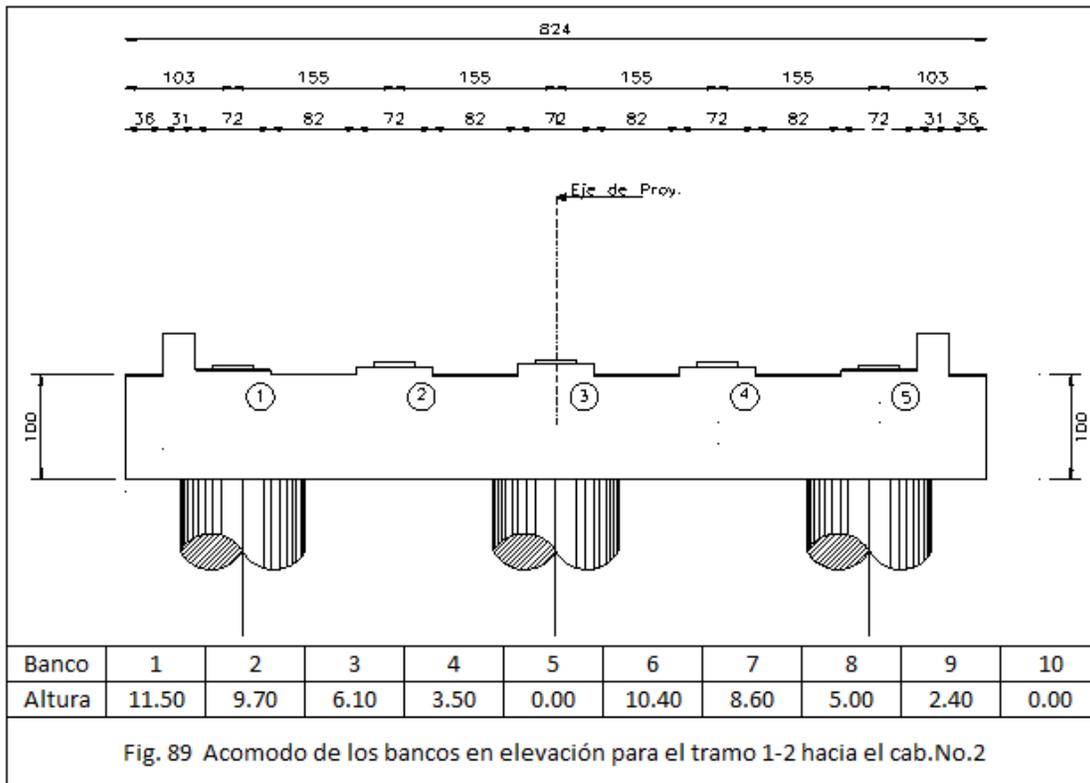


Fig. 89 Acomodo de los bancos en elevación para el tramo 1-2 hacia el cab.No.2



ANÁLISIS DE LAS CARGAS CONSIDERADAS

a) Cálculo de las cargas Verticales. Utilizando las ec. 219 a la 224 tenemos que:

1.- Carga Muerta de la superestructura

1.1) Peso propio de las traveses $(A)(CL_T)(\gamma_c)(\text{No. Traveses})$

1.2) Peso propio diafragma $= (A_{\text{Diafragma}})(e_{\text{diafragma}})(\gamma_c)(\text{No. De espacios de diafragma})(\text{No. E.})$

1.2.1) $A_{\text{Diafragma}} = (S * b_T) - (A) - (e * (2 * (\frac{1}{2}d)))$

Donde:

$A_{\text{Diafragma}}$ = Área del Diafragma

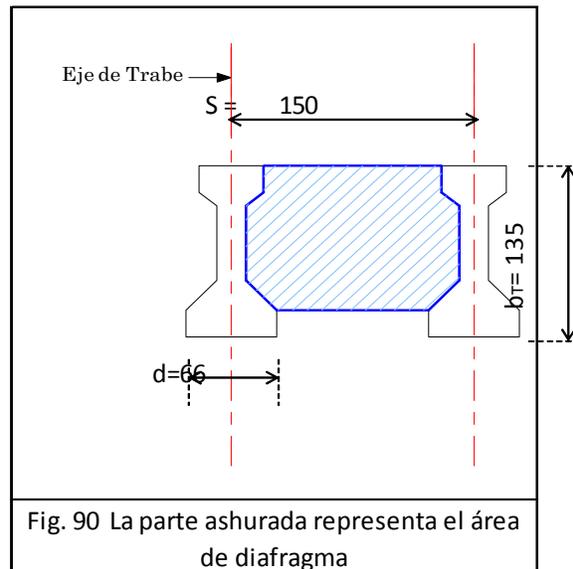
S = Separación a ejes de las traveses

b_T = Peralte de la trabe

A = Área de la trabe

e = Espesor del patín inferior

d = Ancho del patín inferior



1.3) Peso Propio de la Losa = $(e_{\text{LOSA}})(\text{Ancho de camino})(CL_T)(\gamma_c)$

1.4) Peso Propio del Asfalto = $(e_{\text{DISEÑO}})(\text{Ancho de calzada})(CL_T)(\gamma_c)$

1.5) Peso Propio de la Guarnición y Parapeto = $(W_{\text{GP}}, \text{en Ton/m})(CL_T)(2)$

Sustituyendo ec.(219) a la (224) tenemos que:

1.1) Peso propio de las traveses $(0.4974)(30.60)(2.40)(5) = \mathbf{182.65 \text{ Ton}}$

1.2.1) $A_{\text{Diafragma}} = ((1.50)(1.35)) - (0.4974) - (0.2 * 2 * ((\frac{1}{2})(0.66))) = 1.4 \text{ m}^2$

1.2) Peso propio diafragma = $(1.40)(0.30)(2.40)(4)(4) = \mathbf{16.13 \text{ Ton}}$

1.3) Peso Propio de la Losa = $(0.20)(8.00)(30.60)(2.40) = \mathbf{117.5 \text{ Ton}}$

1.4) Peso Propio del Asfalto = $(0.12)(6.98)(30.60)(2.40) = \mathbf{56.39 \text{ Ton}}$



1.5) Peso Propio de la Guarnición y Parapeto = (1.25) (30.60) (2.00) = 76.5 Ton

Σ = 449.17 Ton

\therefore **Peso Total de la Superestructura= 449.17 Ton**

A continuación se presenta el calculo de las reacciones para el Pila No. 2

1.a) Reacción por Carga Muerta (R_{cm}) utilizando la ec. (225)

$R_{cm} = \Sigma$ Peso total de la superestructura (225)

1.b) Reacción por trabe (R_{TRABE}) Utilizando la ec. (226)

$R_{TRABE} = \frac{R_{cm}}{\text{No. Trabes}}$ (226)

Sustituyendo ec. (225) y (226) tenemos que:

R_{cm} = 449.17 Ton

$R_{TRABE} = \frac{449.17}{(5)} = 89.83$ Ton/Trabe

Calculo de la carga Viva de la Pila No.2

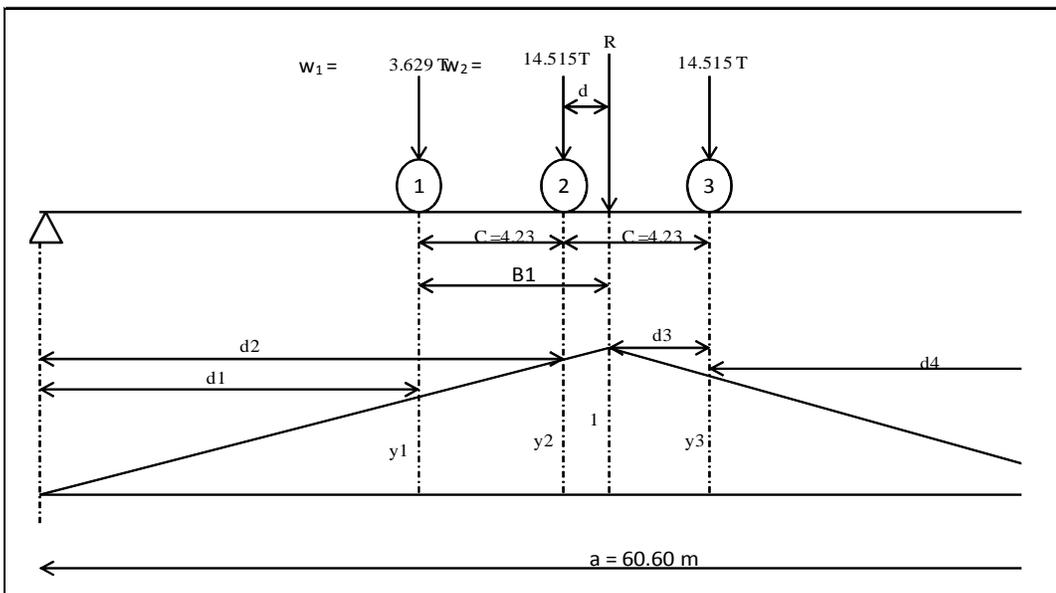


Fig. 91 Esquema de la bajada de carga viva del Camion HS-20



A continuación se presenta el desarrollo para los valores de R , d , d1, d2, d3, d4, y1 , y2, y3 , y4

Calculo de " R "

$$R = \frac{(w_2)(c + 2c)}{R_{Trabe}} \dots \dots \dots (296)$$

$$d = (c - R)/2 \dots \dots \dots (297)$$

$$B_1 = c + d \dots \dots \dots (298)$$

$$d_3 = c - d \dots \dots \dots (299)$$

$$d_1 = (1/2 a) - B_1 \dots \dots \dots (300)$$

$$d_2 = d_1 + c \dots \dots \dots (301)$$

$$d_4 = (1/2 a) - d_3 \dots \dots \dots (302)$$

Sustituyendo ec. (296) a la (302) tenemos que:

$$R = \frac{(14.515) (4.23 + ((2) (4.23)))}{89.83} = 2.05 \text{ m}$$

$$d = \frac{4.23 - 2.05}{2} = 1.09 \text{ m}$$

$$B_1 = 4.23 + 1.09 = 5.32 \text{ m}$$

$$d_3 = 4.23 - 1.09 = 3.14 \text{ m}$$

$$d_1 = \frac{1}{2} (60.60) - 5.32 = 24.98 \text{ m}$$

$$d_2 = 24.98 + 4.23 = 29.21 \text{ m}$$

$$d_4 = \frac{1}{2} (60.60) - 3.14 = 27.16 \text{ m}$$

Calculo de las " y "

$$y_1 = \frac{1}{(1/2 a)} d_1 \dots \dots \dots (303)$$



$$y_2 = \frac{1}{(1/2 a)} d_2 \quad (304)$$

$$y_3 = \frac{1}{(1/2 a)} d_4 \quad (305)$$

Sustituyendo ec. (303), (304) y (305) tenemos que:

$$y_1 = \frac{1}{\frac{1}{2} (60.60)} (24.98) = 0.82$$

$$y_1 = \frac{1}{\frac{1}{2} (60.60)} (29.21) = 0.96$$

$$y_1 = \frac{1}{\frac{1}{2} (60.60)} (27.16) = 0.90$$

Calculo de la Reacción por carga viva (Rcv)

$$Rcv = (w_1 * y_1) + (w_2 * (y_2 + y_3)) \quad (306)$$

Sustituyendo ec. (306) tenemos que :

$$Rcv = ((3.629) (0.82)) + ((14.515) (0.96 + 0.90)) = 29.97 \text{ Ton}$$

$$Rcv = \underline{\underline{29.97}} \text{ Ton}$$

2) Calculo de la carga Viva

2.a) Reacción de la Carga Viva (Rcv)

Reacción para el camión= HS-20 (En 2 carriles)

$$Rcv = \underline{\underline{29.97}} \text{ Ton} \quad \text{Dato obtenido del calculo del Cortante por carga viva de la Trabe}$$

Como son dos carriles se tiene:

De la ec. (227) tenemos:

$$\text{No. Carriles} * Rcv * FR_{CM}$$



Donde:

FR_{CM} = Factor de resistencia de Carriles Múltiples; para 2 Carriles = 0.90 (Ver Tabla 6 de Capítulo)
Sustituyendo ec.(227) tenemos que:

$$\text{No. Carriles} * R_{cv} * FR_{CM} = (2) (29.97) (0.90) = \underline{53.95 \text{ Ton}}$$

2.b) Reacción por trabe (R_{TRABE})

$$R_{TRABE} = \frac{\text{No. Carriles} * R_{cv} * FRCM}{\text{No. Trabes}} \dots \dots \dots (228)$$

Sustituyendo ec.(228) tenemos que:

$$R_{TRABE} = \frac{53.95}{(5)} = 10.79 \text{ Ton}$$

$$R_{TRABE} = \underline{10.79 \text{ Ton}}$$

2.c) Calculo del Impacto (I) de la ec. (19) tenemos:

$$I = \frac{15.24}{S + 38.1} \leq 0.30$$

Sustituyendo la ec. (19) tenemos que:

$$I = \frac{15.24}{30 + 38.10} = 0.22 < 0.30$$

$$I = \underline{0.22}$$

Reacción en la Pila No. 2 con Impacto

$$R_{cv} + I: 53.95 * 1.22 = 65.82 \text{ Ton}$$

$$R_{cv} + I = \underline{65.82 \text{ Ton}}$$

Reacción por trabe con Impacto

$$R_{TRABE} + I = 10.79 * 1.22 = 13.16 \text{ Ton}$$

$$R_{TRABE} + I = \underline{13.16 \text{ Ton}}$$



3) Peso Propio de la Pila No.2

3.1) Cabezal

$$P_{\text{Cabezal}} = (a)(b)(a_{\text{TOTAL}})(\gamma_c)$$

Donde:

a = Ancho del cabezal

b = Peralte del cabezal

a_{TOTAL} = Ancho del camino

Sustituyendo ec. Anterior tenemos que:

$$P_{\text{Cabezal}} = (1.40) (1) (8.00) (2.40) = 26.88 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{Cabezal}} = \mathbf{26.88 \text{ Ton}}$$

Calculo del Brazo de palanca con respecto al eje de la P

$$\text{Brazo} = b = \mathbf{0.00 \text{ m}}$$

Calculo del Peso del Pilastron del Nivel del Cabezal al Desplante

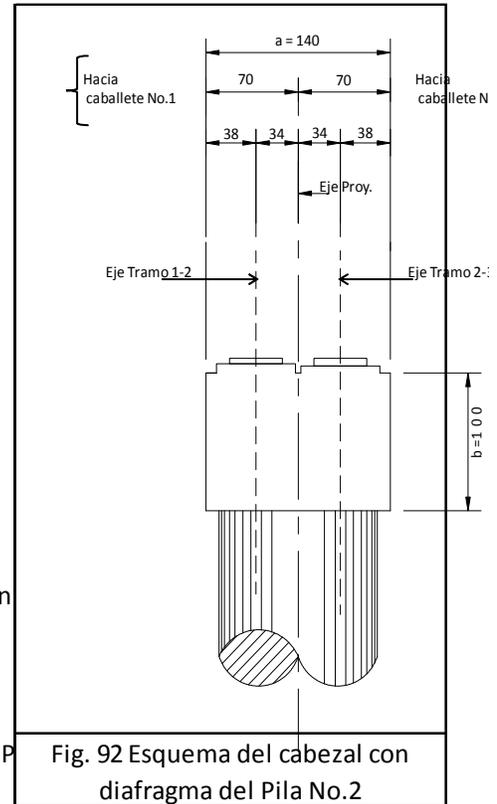


Fig. 92 Esquema del cabezal con diafragma del Pila No.2

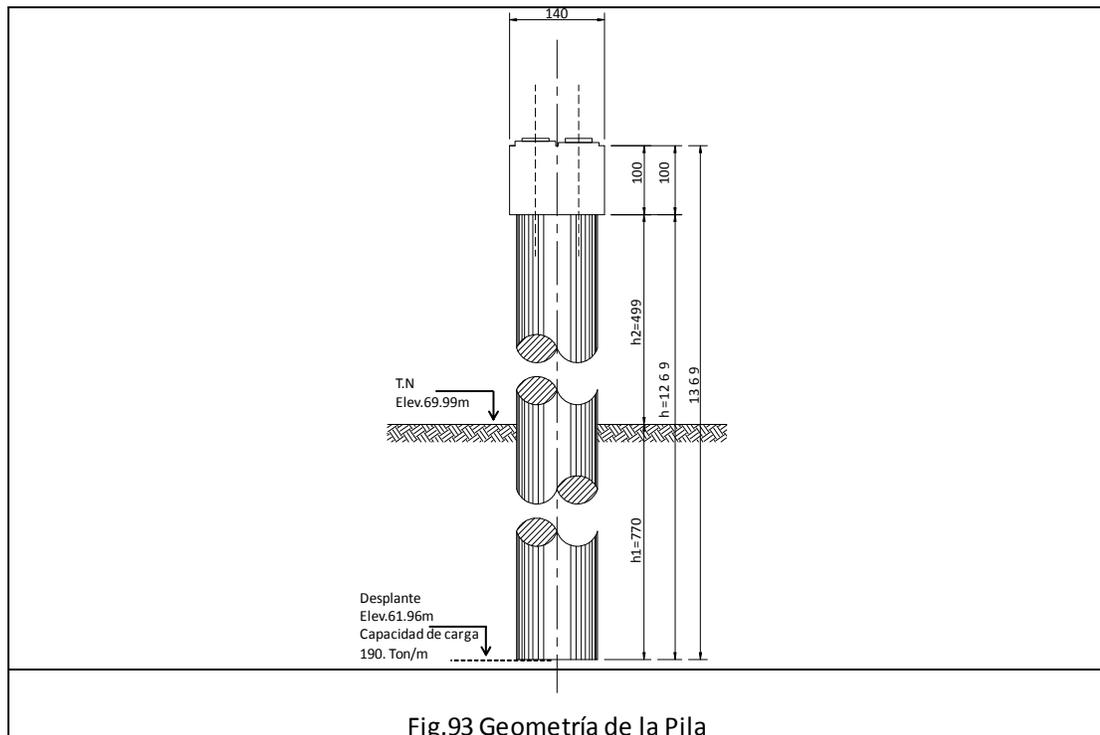


Fig.93 Geometría de la Pila



$$\text{Peso de un pilote} = W' = \pi \frac{\phi^2}{4} (h)(\gamma_c)$$

Sustituyendo la ec. anterior tenemos

$$W' = 3.1416 \left(\frac{1.2}{2} \right)^2 (12.69) (2.40) = 34.44$$

Si se cuenta con 3 pilastrones tenemos que

$$w' \times 3 = (34.44) (3) = 103.32 \text{ Ton}$$

ANÁLISIS SÍSMICO

Calculo de la Fuerza Sísmica

Para ubicar la zona sísmica hacemos uso del mapa de regionalización sísmica de la República Mexicana (Ver Capítulo I); sabiendo de antemano la localidad donde se realizará la estructura en nuestro caso es el Estado de Tamaulipas a cual corresponde una Zona Sísmica Tipo "A" y se desplanta en un suelo Tipo II con un valor para la ordenada máxima del espectro sísmico $C=0.16$

De acuerdo a los terminos de referencia de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, y de acuerdo a la importancia del puente le corresponde un valor 1.25 y se consideran los siguientes valores para factor de comportamiento sísmico (Q) de:

$$Q = 4 \quad \text{Para la superestructura}$$

$$Q = 2 \quad \text{Para la subestructura}$$

Por lo tanto el coeficiente sísmico C_s será:

$$C_s = \frac{1.25 \times C}{4} \quad \text{Para la Superestructura} \quad \dots \dots \dots (245)$$

$$C_s = \frac{1.25 \times C}{2} \quad \text{Para la Subestructura} \quad \dots \dots \dots (246)$$

Sustituyendo ec. (245) y (246) tenemos que:

$$C_s = \frac{(1.25) (0.16)}{4} = \mathbf{0.050} \quad \text{Para la Superestructura}$$

$$C_s = \frac{(1.25) (0.16)}{2} = \mathbf{0.100} \quad \text{Para la Subestructura}$$



Calculo de la Fuerza de la Superestructura por carga Muerta

Reacción por carga muerta de la superestructura = 449.17 Ton /caballete

Peso propio del cabezal = 26.88 Ton

Peso propio de pilastrones del cabezal hasta N.T.

$$\frac{34.44}{(12.69)} \times (4.80) \times 3 = 39.08 \text{ Ton}$$

Suma= **515.13** Ton

Calculo de la Fuerza Sísmica Total de la Superestructura

Superestructura = 449.17 x 0.050 = 22.46 Ton

Cabezal = 26.88 x 0.100 = 2.69 Ton

Pilotes = 39.08 x 0.100 = 3.91 Ton

Suma = 29.06 Ton

Calculo de la Fuerza por Carga Muerta de la Superestructura por pilastron

Superestructura = 449.17 / 3.0 = 149.72 Ton/pilastron

Cabezal = 26.88 / 3.0 = 8.96 Ton/pilastron

Pilotes = 39.08 / 3.0 = 13.03 Ton/pilastron

Suma = 171.71 Ton/pilastron

Calculo de la Fuerza Sísmica por pilote de cada elemento hasta el nivel de terreno Natural.

Superestructura = 149.72 x 0.050 = 7.49 Ton

Cabezal = 8.96 x 0.100 = 0.9 Ton

Pilotes = 13.03 x 0.100 = 1.3 Ton

Suma = 9.69 Ton



Peso propio de un pilastron del Nivel del Terreno Natural al Desplante (W)

$$W = (\pi) \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 (h) (\gamma c) \quad (247)$$

Sustituyendo ec. (247) tenemos que:

$$W = (3.1416) \left(\frac{1.2}{2} \right)^2 (7.70) (2.40)$$

$$W = \mathbf{20.9 \quad Ton}$$

Fuerza Sísmica debida a un pilote: (W) (Cs)

$$(20.90) (0.10) = 2.09 \quad Ton$$

Fuerza sísmica por metro de un pilote

$$w = \frac{\text{Fuerza sísmica}}{h} \quad (248)$$

Sustituyendo ec. (248) tenemos:

$$w = \frac{2.09}{7.70} = \mathbf{0.27 \quad Ton-m}$$

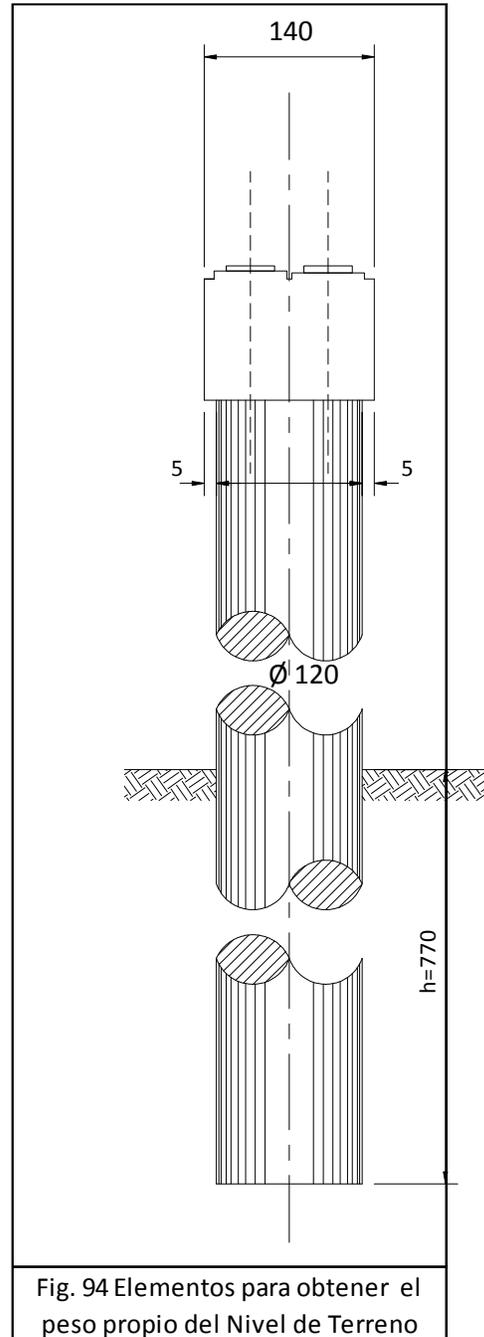
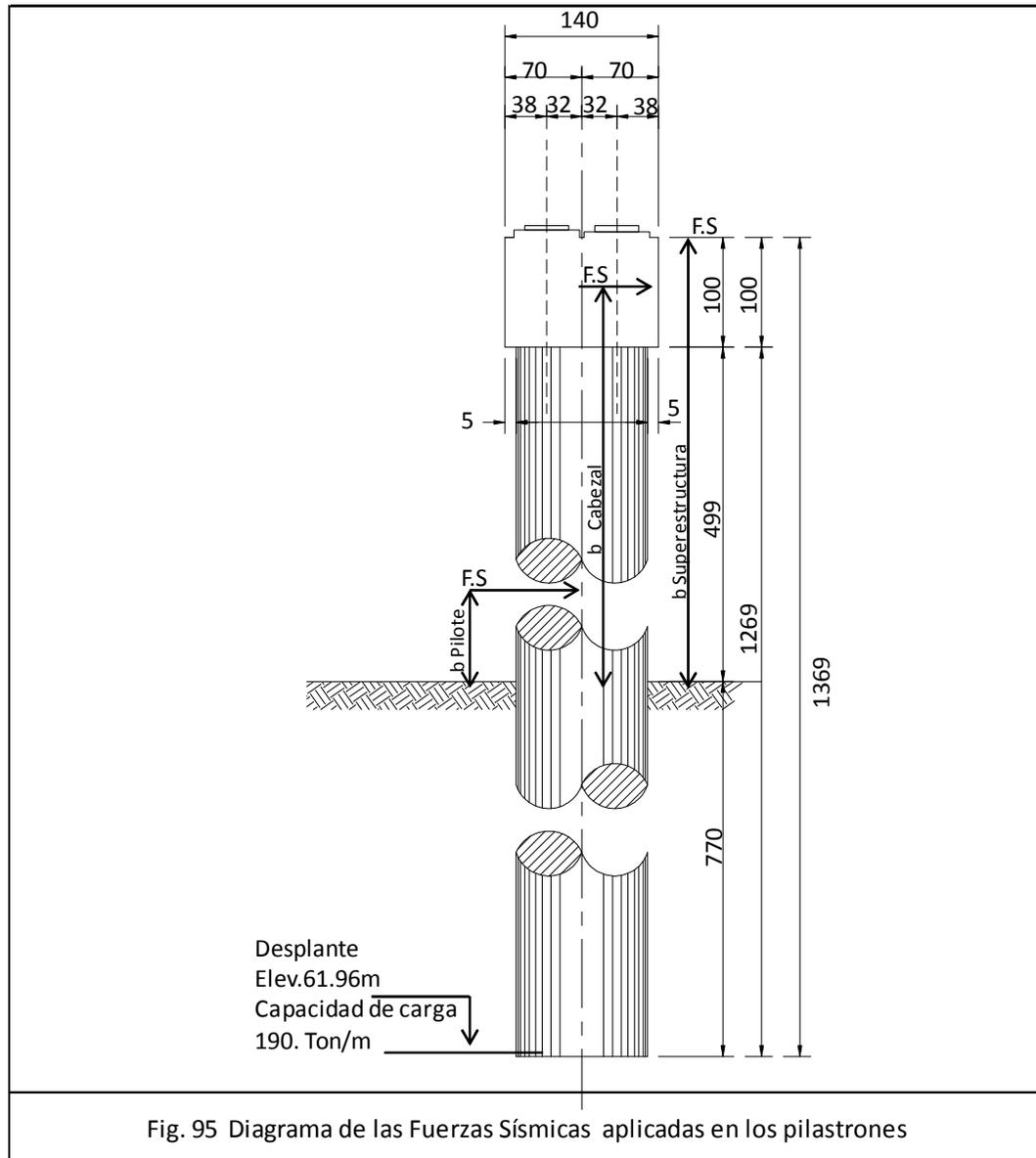


Fig. 94 Elementos para obtener el peso propio del Nivel de Terreno



Calculo de los Brazos de Palanca de la Fuerza sísmica de cada elemento hasta el nivel de T.N.



Brazos

$$b \text{ Superestructura} = 4.80 + 1.00 = -5.80 \text{ m}$$

$$b \text{ Cabezal} = 4.80 + 0.50 = -5.30 \text{ m}$$

$$b \text{ Pilastron} = \frac{4.80}{2} = -2.40 \text{ m}$$



Calculo de los Momentos por fuerza sísmica total de la superestructura hasta el nivel de T.N.

$$\text{Momento Superestructura} = (22.46) (-5.80) = \mathbf{-130.27 \text{ Ton-m}}$$

$$\text{Momento Cabezal} = (2.69) (-5.30) = \mathbf{-14.26 \text{ Ton-m}}$$

$$\text{Momento pilastron} = (3.91) (-2.40) = \mathbf{-9.38 \text{ Ton-m}}$$

$$\mathbf{MT = -153.91 \text{ Ton-m}}$$

Calculo de los Momentos por fuerza sísmica por pilote de cada elemento de la superestructura hasta el nivel de terreno natural.

$$\text{Momento Superestructura} = (7.49) (-5.80) = \mathbf{-43.44 \text{ Ton-m}}$$

$$\text{Momento Cabezal} = (0.90) (-5.30) = \mathbf{-4.77 \text{ Ton-m}}$$

$$\text{Momento pilastron} = (1.30) (-2.40) = \mathbf{-3.12 \text{ Ton-m}}$$

$$\mathbf{MT = -51.33 \text{ Ton-m}}$$

GRUPOS DE CARGAS CONSIDERADAS

Siguiendo el criterio indicado en el Análisis estructural se revisara la estructura para los grupos de cargas I y VII, considerando tres pilastrones con un diámetro de 1.20 m y una capacidad de carga de 190 Ton/pilastron.

Revisión por el grupo I

$$\mathbf{\text{Grupo I} = \text{CM} + \text{CV} + \text{ET}}$$

CM = Carga Muerta

CV = Carga Viva

ET = Empuje de Tierras

Elementos Mecánicos por pilastron

$$P = \frac{R_{cm} + R_{cv} + P_c}{\text{No. De pilastrones}} \quad (257)$$



Donde:

$P_C =$ Peso de Cabezal

$R_{cm} =$ Reacción por carga muerta (Para Pila No. 2)

$R_{cv} =$ Reacción por carga viva (En Dos carriles)

Sustituyendo ec. (257) tenemos que:

$$P = \frac{449.17 + 53.95 + 26.88}{3} = \underline{176.67} \text{ Ton/pilastron}$$

$$W' = \underline{34.44} \text{ Ton/ pilastron}$$

Donde W' = Peso de un pilastron del nivel del cabezal al desplante

$$H = 0$$

l = Longitud del Nivel de Terreno Natural hasta el desplante de los pilotes

$$l = \underline{7.70} \text{ m}$$

Calculo del Momento

$$M = \frac{(P_{\text{cabezal}} * \text{brazo})}{\text{No. Pilotes}} \dots \dots \dots (259)$$

Sustituyendo la ec. (259) tenemos que:

$$M = \frac{(26.88) (0.00)}{3} = 0 \text{ Ton-m}$$

$$M = 0.00 \text{ Ton-m}$$

Revisión por carga vertical

$$P + W' < \text{Capacidad de carga por pilastron} \dots \dots \dots (260)$$

sustituyendo ec. (260) tenemos que:

$$176.67 + 34.44 = 211.11 < 190$$



Revisión por cargas horizontales (No se considera el sismo en este grupo)

De la ec. (254) se tiene:

$$e = \frac{\frac{kw l}{2} - M}{H + Kw}$$

Como $k = 0$

$$H = 0$$

$$M = 0$$

$$e = 0$$

De la ec.(255) tenemos:

$$y_1 = \left(\frac{3l - 4e}{8l - 12e} \right) l = \left(\frac{((3) (7.70)) + ((4) (0.00))}{((8) (7.70)) + ((12) (0.00))} \right) (7.70) =$$

$$y_1 = \underline{2.89} \text{ m}$$

De la ec. (256) se tiene:

$$P_1 = \left(\frac{\frac{kw l}{2} - M}{2y_1 - 3/4 l} \right) \left(\frac{3y_1^2}{l^3} \right)$$

Como $K = 0$; $M = 0$

$$P_1 = \left(\frac{-M}{2y_1 - 3/4 l} \right) \left(\frac{3y_1^2}{l^3} \right) = \frac{0.00}{(2)(2.66) - (3/4 * 7.60)} \times \frac{3(2.66)^2}{(7.60)^3} =$$

$$P_1 = \underline{0} \text{ Ton-m}$$



A la profundidad de $y_1 = 2.89$ m de acuerdo a la Estratigrafía de los estudios de Mécanica de suelos se tiene caliza aislada de baja plasticidad entre muy firme y muy dura. Por lo que se puede considerar un $\phi = 35^\circ$

De acuerdo a la fórmula de Rankine la Presión Pasiva (P_q) será:

$$P_q = q \gamma h d \quad (261)$$

Donde:

$$q = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad (262)$$

γ = Peso específico de la tierra

$h = y_1$

d = Diámetro del pilote

Sustituyendo ec. (262) tenemos que:

$$q = \frac{1 + \text{sen } (35)}{1 - \text{sen } (35)} = 3.69$$

Sustituyendo ec. (260) tenemos que:

$$P_q = (3.69) (1.85) (2.89) (1.20) = 23.67 \text{ Ton-m}$$

Por lo tanto =

$$P_1 = 0 \text{ Ton-m} < 23.67 \quad \text{¡Si pasa!}$$



Revisión por el grupo VII

Grupo VII = CM+ TT

DONDE:

CM= Carga Muerta

TT = Sismo

W = Peso de un pilastron del nivel del Terreno Natural al desplante

H = Fuerza sismica

Fuerza Sismica= Suma de Fuerzas Sismica por pilote de cada elemento hasta el Nivel del T.N

Calculo de lo elementos mecánicos por pilote

$$P = \frac{\Sigma \text{Fuerzas de la Superestructura por carga Muerta}}{\text{No. De Pilotes}} \quad \dots \quad (264)$$

Sustituyendo ec. (264) tenemos:

$$P = \frac{515.13}{3} = 171.71 \text{ Ton}$$

$$W = 20.9 \text{ Ton}$$

$$H = 9.69 \text{ Ton}$$

$$l = 7.70 \text{ m}$$

Calculo del Momento por pilote hasta el nivel del terreno

Elemento	Fuerza (Ton)	Brazo (m)	Momento (Ton-m)
Cabezal	8.96	0.00	0
F.S Superestructura	7.49	-5.80	-43.44
F.S Cabezal	0.90	-5.30	-4.77
F.S Pilotes	1.30	-2.40	-3.12
		$\Sigma \text{ MT} =$	-51.33



Revisión por cargas Verticales

$$P + W < \text{Capacidad de carga por pilastron} \quad (265)$$

$$171.71 + 20.9 = 192.61 \text{ Ton} < 190 \text{ Ton} \text{ Revisar}$$

Revisión por carga Horizontales

De la ec. (254) se tiene:

$$e = \frac{\frac{kw l}{2} - M}{H + Kw}$$

Si

$$k = \frac{C}{Q} = \frac{0.16}{2} = 0.08$$

Por lo tanto tenemos que:

$$e = \frac{\frac{(0.08)(20.90)(7.70)}{2} - 51.33}{9.69 + ((0.08)(20.90))} = -3.95 \text{ m}$$

De la ec.(255) tenemos:

$$y_1 = \left(\frac{3l - 4e}{8l - 12e} \right) l = \left(\frac{(3)(7.70) + ((4)(3.95))}{((8)(7.70) + ((12)(3.95))} \right) (7.70) =$$

$$y_1 = \underline{2.75} \text{ m}$$

De la ec. (256) se tiene:

$$P_1 = \left(\frac{\frac{kw l}{2} - M}{2y_1 - 3/4 l} \right) \left(\frac{3y_1^2}{l^3} \right)$$

Como K = **0.08**

Tenemos que:



$$P_1 = \left(\frac{(0.08) (20.90) (7.70)}{2} - 51.33 \right) \left(\frac{3 (2.75)^2}{(7.70)^3} \right) = 8.11 \text{ Ton/m}$$

$P_1 = \underline{8.11} \text{ Ton/m}$

A la profundidad de $y_1 = 2.75 \text{ m}$ de acuerdo a la Estratigrafía de los estudios de Mecánica de suelos se tiene caliza aislada de baja plasticidad entre muy firme y muy dura. Por lo que se puede Considerar un $\phi = 35^\circ$

De acuerdo a la fórmula de Rankine la Presión Pasiva (P_q) a la profundidad y 2.75 m será:

$$P_q = q \gamma h d \quad \dots \dots (261)$$

Donde:

$$q = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad \dots \dots (262)$$

γ = Peso específico de la tierra

$h = y_1$

d = Diámetro del pilote

Sustituyendo ec. (262) tenemos que:

$$q = \frac{1 + \text{sen } (35)}{1 - \text{sen } (35)} = 3.69$$

Sustituyendo ec. (261) tenemos que la presión pasiva es:

$$P_q = (3.69) (1.85) (2.75) (1.20) = 22.53 \text{ Ton-m}$$

Por lo tanto =

$$P_1 = 8.11 \text{ Ton-m} < 22.53 \text{ Ton-m} \quad \text{¡Si pasa!}$$

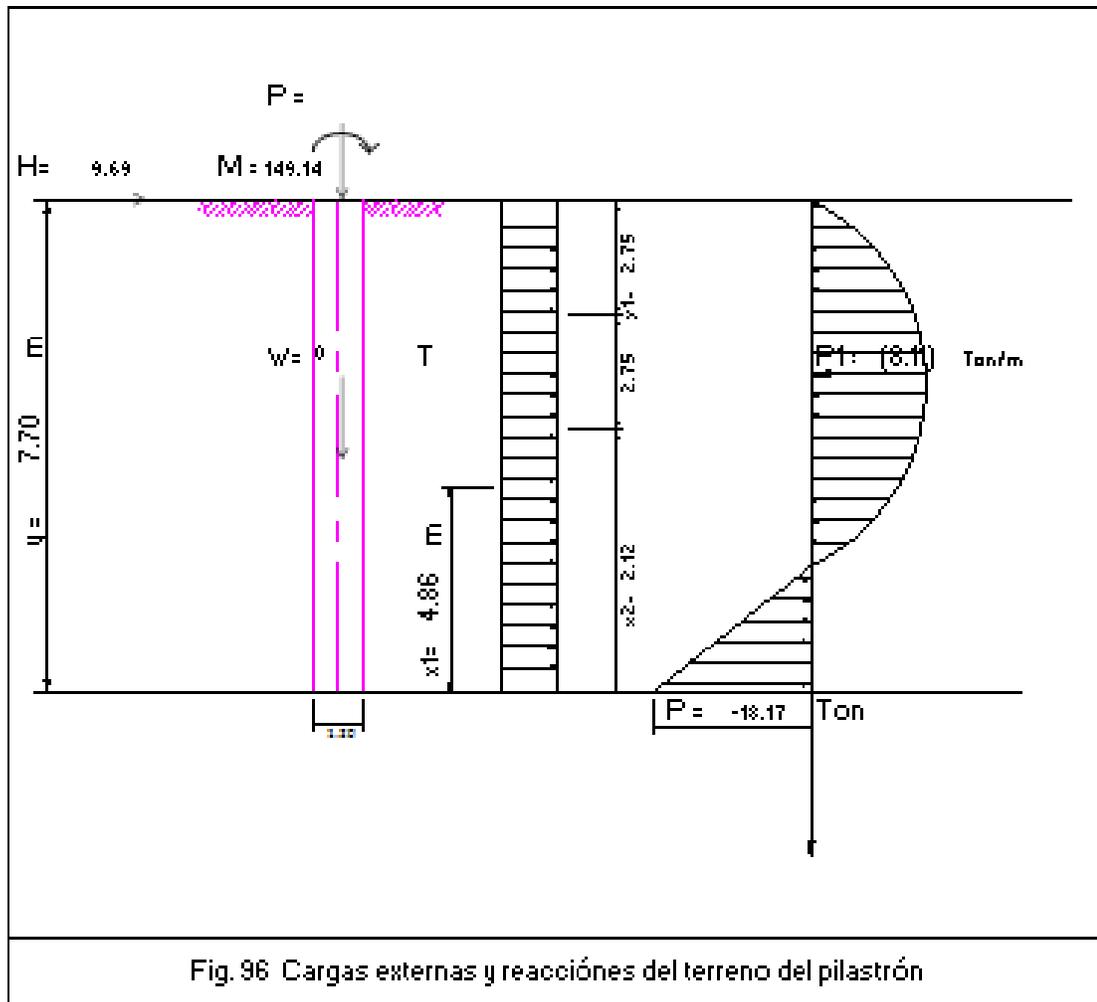
Por lo que se considera aceptable la propuesta 3 pilastrones de un diámetro ϕ 1.2 m

Para la cimentación del Pila No. 2



DISEÑO DE PILASTRONES

Se diseñará el pilastrón con el Grupo VII que es el que rige



De la ec. (198) donde $y = l$ tenemos que

$$P = \frac{P_1 y}{y_1^2} (2y_1 - y) = \frac{(8.11) (7.70)}{(2.75)^2} (2 (2.75) - 7.7) = -18.17 \text{ Ton/m}$$

$$P = \underline{-18.17} \text{ Ton /m}$$

Calculo del Momento a la Profundidad y_1 : 2.75 m



$$M_{4.63} = \Sigma MT - (H * y_1) - (w * y_1 * \frac{y_1}{2}) + [(P_1 * y_1 * \frac{2}{3}) (\frac{3}{8} * y_1)] \dots \dots (266)$$

Sustituyendo ec. (266) tenemos que:

$$M_{4.63} = -51.33 - ((9.69) (2.75)) - ((0.27) (2.75) \frac{2.75}{2}) + [((8.11) (2.75) \frac{2}{3}) (\frac{3}{8} 2.75)] = 38.99 \text{ Ton-m}$$

M_{4.63} = 38.99 Ton-m

Calculo del Momento a la Profundidad y₁: **5.5** m

$$M_{9.26} = 51.33 - ((9.69) (5.50)) - ((0.27) (5.50) \frac{5.5}{2}) + [((8.11) (5.50) \frac{2}{3}) (\frac{3}{8} 5.5)] = 55.28 \text{ Ton-m}$$

M_{9.26} = 55.28 Ton-m

Calculo de los Momentos hasta la profundidad de desplante de **7.70** m

$$M_{12.69} = \Sigma MT - (H * P_D) - (w * P_D * \frac{P_D}{2}) + [P_1 * y_1 * \frac{4}{3} * x_1] - [(\gamma + P_1) (X_1)^2 (1/3)(1/4)(y_1)] + x_2 * (P_1 * x_2 * (x_2/2)) \dots \dots (267)$$

Sustituyendo la ec. (267) tenemos que:

$$M_{12.69} = -51.33 - ((9.69) (7.70)) - ((0.27) (7.70) \frac{7.70}{2}) + ((8.11) (2.75) \frac{4}{3} (4.86)) - [(-18.17 + 8.11) (4.86)^2 (1/3)(1/4) (2.75)] + 2.12 + ((8.11) (2.12) (\frac{2.12}{2})) = 149.14 \text{ Ton-m}$$

M_{12.69} = 149.14 Ton-m



Diseño del Pilastrón

$$P + W = 171.71 + 20.9 = \mathbf{192.61 \text{ Ton}}$$

$$\mathbf{M = 149.14 \text{ Ton-m}}$$

Calculo de la excentricidad

$$e = \frac{M}{P} \quad (268)$$

Sustituyendo ec.(268) tenemos que:

$$e = \frac{149.14}{192.61} = 0.77 \text{ m}$$

$$\mathbf{e = 0.77 \text{ m}}$$

Para el calculo del pilastrón se utilizarán las siguientes constantes:

$$\mathbf{n = 10 ;} \quad \text{Relación Modular}$$

$$\mathbf{f'c = 300 \text{ kg / cm}^2 ;} \quad \text{Esfuerzo del concreto a la compresión simple en cilindros estándar}$$

$$\mathbf{f_y = 400 \text{ kg / cm}^2 ;} \quad \text{Esfuerzo de fluencia del Acero a Tensión}$$

$$\mathbf{f_c = 120 \text{ kg / cm}^2 ;} \quad \text{Esfuerzo permisible del concreto a la compresión = } f_c = (0.40)(f'c)$$

$$\mathbf{f_y = f_s = 2000 \text{ kg / cm}^2 ;} \quad \text{Esfuerzo permisible del acero a tensión}$$

$$\mathbf{f_v = 1400 \text{ kg / cm}^2 ;} \quad \text{Esfuerzo permisible del acero a cortante}$$

Utilizando la ec. (15), (16) y (17) del Capítulo III Análisis y Diseño de la Losa tenemos:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} \quad (27)$$

Sustituyendo la ecuación (27), tenemos que:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{2000}{10 (120)}} = 0.375$$



$$k = \underline{0.375}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \dots \dots \dots (28)$$

Sustituyendo la ecuación (28), tenemos que:

$$j = 1 - \frac{0.375}{3} = 0.875 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = \underline{0.875}$$

$$R = \frac{1}{2} \text{ fc k j} \dots \dots \dots (29)$$

Sustituyendo la ecuación (29), tenemos que:

$$R = \frac{1}{2} (120) (0.375) (0.875) = 19.69$$

$$R = \underline{19.69 \text{ kg/cm}^2}$$



Para conocer la factibilidad de los pilastrones se utiliza el Diagrama 25 de SOUTHERLAND AND RESSE en el cual se necesita los siguientes valores, P_n , r/e para obtener el valor de k y C y aplicarlos a la ec. (268) para el esfuerzo permisible del concreto en compresión y a la ec.(269) Esfuerzo permisible Se tomará el 3.5 % del porcentaje de acero

$$f_c = C \frac{M}{\pi r^3} \leq (0.40) (f'_c) \quad (1.33) \quad (268)$$

$$f_s = n f_c \left(\frac{1}{k} - 1 \right) \leq 2000 \text{ kg/cm}^2 \times 1.33 \quad (269)$$

Se tomará el 3.5 % del porcentaje de Acero

$$P = 0.035 \%$$

$$P_n = 0.035 \times 10 = \mathbf{0.35}$$

Considerando un recubrimiento de 4 cm

$$r = (1/2 \phi) - \text{recubrimiento} \quad (270)$$

Sustituyendo ec. (270) tenemos que:

$$r = 60 - 4 = \mathbf{56 \text{ cm}}$$

Por lo tanto

$$\frac{r}{e} = \frac{56}{77} = 0.73$$

$$\frac{r}{e} = \mathbf{0.73}$$



DIAGRAMA 25 DE SOUTHERLAND AND RESSE

TABLES AND DIAGRAM

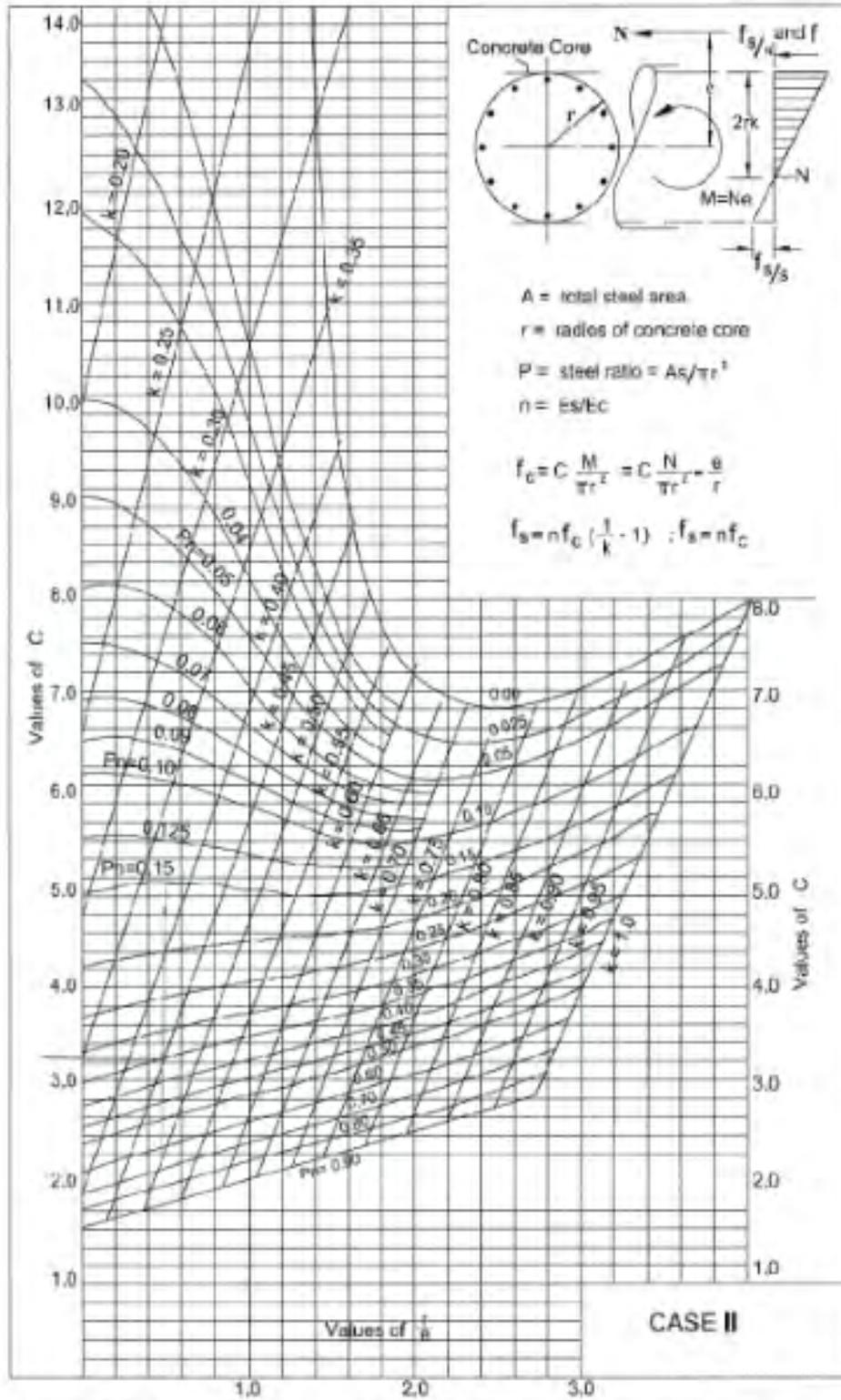


DIAGRAM 25.- Bending and Direct Stress. Case II Circular Sections



Del diagrama anterior tenemos que:

$$k = 0.95$$

$$C = 4.78$$

Sustituyendo la ec. (268)

$$f_c = (4.78) \frac{14914000}{(3.1416) (56)^3} = 129.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = (0.40) (300) (1.33) = 159.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$129.21 \text{ kg/cm}^2 \leq 159.60 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{iSi pasa!}$$

Sustituyendo la ec. (269) tenemos que:

$$f_s = (10.00) (159.60) \left(\frac{1}{0.95} - 1 \right) = 84.0$$

$$f_s = (2000) (1.33) = 2660$$

$$f_s = 84.0 \text{ kg/cm}^2 < 2660 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{iSi Pasa!}$$

Por lo tanto el Acero de Refuerzo será:

$$A_s = P \pi r^2 \quad (271)$$

Sustituyendo ec. (271) tenemos que:

$$A_s = (0.035) (3.1416) (56)^2 = 344.82 \text{ cm}^2$$

Calculo del Numero de Varillas $N\phi$

Usando varillas # 8 c se tiene: $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$N\phi = \frac{A_s}{a_s} \quad (271)$$

Sustituyendo ec.(271) tenemos que:



$$N\phi = \frac{344.82}{5.07} = 68.01 = \mathbf{69 \text{ Varillas \# 8c}}$$

Calculo del numero de paquetes de varillas de # 8c

Proponiendo 3 varillas del # 8c por paquete

$$\text{No. Paquete} = \frac{N\phi}{3} \quad (272)$$

Sustituyendo Ec. (272) tenemos:

$$\text{No. Paquete} = \frac{69}{3} = 23 \text{ Paquetes de 3 varillas de \# 8c}$$

Calculo de la separación de las Varillas

$$S = \frac{2 \pi r}{\text{No. De paquetes}} \quad (273)$$

$$S = \frac{2 (3.1416) (56)}{23} = \mathbf{15.30 \text{ cm}}$$

Se pondrán 23 paquetes de 3 varillas # 8c @ 15 cm

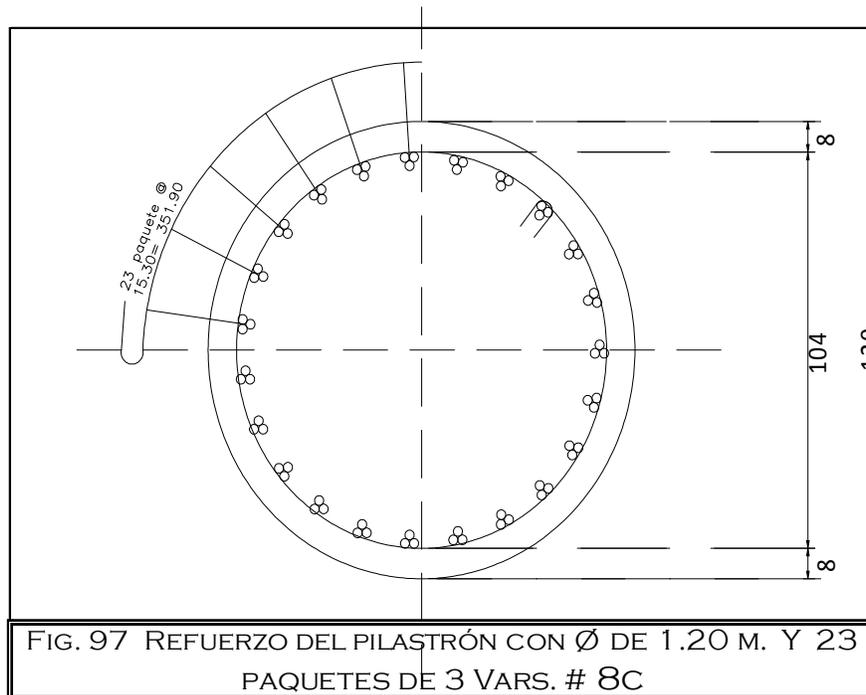


FIG. 97 REFUERZO DEL PILASTRÓN CON Ø DE 1.20 M. Y 23 PAQUETES DE 3 VARS. # 8C



Análisis del Marco de la Pila No.2



Diseño del cabezal

De los resultados del Análisis del Marco anteriores se tiene:

Resumen de esfuerzos

Momento Negativo = 92.11 Ton-m

Momento Positivo = 71.17 Ton-m

Cortante Negativo = 145.04 Ton-m

Momento Torcionante = 1.40 Ton-m

Calculo del Momento Torsionante

$$b_{\text{SUPERESTRUCTURA}} = \frac{1}{2} = 0.50 \text{ m}$$

CONCEPTO	CARGA (Ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (Ton-m)
F.s. Superestructura	22.46	-0.50	-11.23
		$\Sigma =$	-11.23

Momento del Grupo VII = -11.23 Ton -m

$$\text{Momento Torcionante} = MT = \frac{11.23}{8} = 1.4 \text{ Ton-m}$$

Calculo del Peralte

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{9211000}{(19.69)(140.00)}} = 57.81 \approx 58.00 \text{ cm} < 90 \text{ cm} \text{ ¡Si pasa!}$$



$$d = h - r = 100 - 10 = 90 \text{ cm}$$

∴ Se dejara el peralte disponible (90 cm

Calculo del área de Acero

$$As \text{ Negativa} = \frac{M}{f_s j d} \dots \dots (274)$$

Sustituyendo ec. (274) tenemos que:

$$As \text{ Negativa} = \frac{9211000}{(2000) (0.875) (90)} = 58.48 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ Positiva} = \frac{M}{f_s j d} \dots \dots (275)$$

Sustituyendo ec. (275) tenemos que:

$$As \text{ Positiva} = \frac{7117000}{(2000) (0.875) (90)} = 45.19 \text{ cm}^2$$

El Acero positivo se incrementa en un 33%

$$As \text{ Positiva} * 1.33 \dots \dots (276)$$

Sustituyendo ec. (276) tenemos que

$$As \text{ Positiva} = (45.19) (1.33) = 60.1 \text{ cm}^2$$

Calculo del Número de Varillas

$$\text{Usando varillas del } \# 8 \text{ c; } as = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$N\phi = \frac{As}{as} = \frac{60.1}{5.07} = 11.85 \approx 12 \text{ Varillas}$$

∴ Se colocarán 12 varillas del # 8 en el lecho superior e inferior.



Revisión por cortante

$$v = \frac{V}{bd} \quad (277)$$

Sustituyendo ec. (277)

$$v = \frac{145040}{(140)(90)} = 11.51 \text{ kg/cm}^2 > 4 \text{ kg/cm}^2$$

. . . Se necesita refuerzo para cortante

Revisión por Torsión

$$v_t = \phi \frac{Mt}{b^2 h} \quad (278)$$

$$\phi = 3 + \frac{2.6}{(0.45) \frac{h}{b}} \quad (279)$$

o ec. (279) tenemos que:

$$\phi = 3 + \frac{2.6}{(0.45) \frac{(140)}{100}} = 7.13$$

$$\phi = 7.13$$

Sustituyendo ec. (278) tenemos que:

$$v_t = 7.13 \frac{140000}{(100)^2 (140)} = 0.71 \text{ kg/cm}^2 < 4 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Cortante Máximo Total

$$V = v + v_t \quad (280)$$

Sustituyendo. Ec. (280)

$$V = 12 + 0.71 = 12.22 \text{ kg/cm}^2 < 21 \text{ kg/cm}^2$$



Calculo de los Estribos

Considerando estribos de 6 ramas del # 4c

Calculo de la Separación

$$S = \frac{\text{No. Ramas} * a_s * 0.90 * f_s * b}{V} \dots \dots (281)$$

Sustituyendo ec. (281) tenemos que:

$$S = \frac{(6) (1.27) (0.90) (90) (2000)}{145040} = 8.51 \text{ cm} \approx 9.51 \text{ cm}$$

∴ Se colocaran estribos de 6 ramas del # 4c @ 10 cm



5.- CIMENTACIÓN

Capacidad de carga en suelos puramente cohesivos.

La teoría de la elasticidad permite establecer la solución para el estado de esfuerzos en un medio semi- infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, sobre una banda de ancho $2b$ y de longitud infinita.

Teoría de Skempton

Parte del supuesto del valor de N_c , que Terzaghi unificaría con un valor de 5.7 ; sin embargo Skempton decía que el cimiento más profundo tendría una superficie de mayor desarrollo, en la cual la cohesión trabajará más a lo que debe corresponder un valor de N_c , mayor. Realizando experiencias tratando de cuantificar lo anterior, encontró, en efecto, que el valor de N_c . No es independiente de la profundidad de desplante; también encontró que N_c crece al aumentar la profundidad de desplante, y si bien este crecimiento no es ilimitado, permanece constante a una cierta profundidad.

Skempton propone adoptar para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos una expresión de forma totalmente análoga a la de Terzaghi, según la cual:

$$q_c = c N_c + r D_f \dots \dots (307)$$

Donde:

q_c = Carga de falla en el cimiento, por unidad de longitud del mismo (Capacidad de carga)

C = Fuerza de cohesión actuante en la superficie

N_c, N_q, N_γ = Coeficiente adimensional que depende solo del valor de ϕ

$N_q=1$; $N_\gamma = 0$



γ = Peso específico del Material empleado

$D_f = D$ = Profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente.

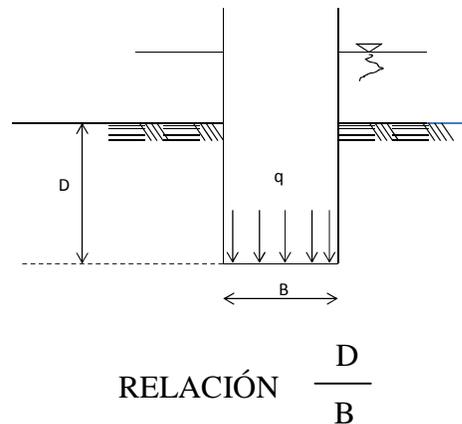
La diferencia estriba en que ahora N_c ya no vale 5.7, si no que varia con la relación D/B , en que D es la profundidad de entrada del cimiento al suelo resistente y B es el ancho del mismo elemento.

$$q_c = cN_c + \gamma N_q + 12\gamma N_r \dots \dots \dots (308)$$

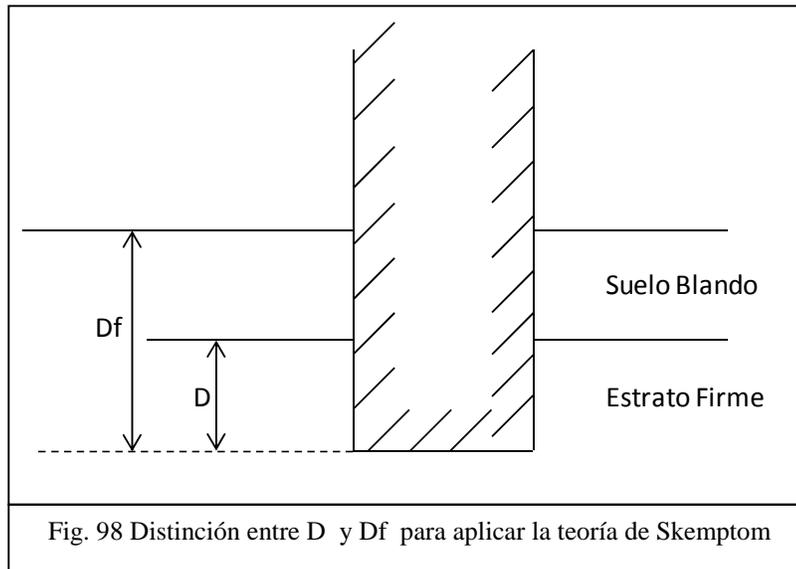
A continuación se presenta una tabla para obtener los valores de N_c según Skempton en el caso de cimientos largos y de cimientos cuadrados o circulares.

Tabla 1.- Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos

$\frac{D}{B}$	N_c	
	Circular	Largo
0.00	6.2	5.14
0.25	6.7	5.6
0.60	7.1	5.9
0.75	7.4	6.2
1.00	7.7	6.4
1.60	8.1	6.8
2.00	8.4	7
2.50	8.6	7.2
3.00	8.8	7.4
4.00	9	7.5
> 4.00	9	7.5



Por otra parte , en los casos de suelo heterogéneo estratificados debe manejarse con cuidado el término γD_f , que representa la presión del suelo al nivel de desplante y que, por lo tanto deberá calcularse tomando en cuenta los diferentes espesores de los estratos con sus respectivos pesos específicos, en la condición de suelo de que se trate, más cualquier sobrecarga distribuida en la superficie del suelo. Lo anterior vale también, por supuesto, para la Teoría de Terzaghi. (Ver fig. 98)



PARA PILASTRONES DE 1.20 m. DE DIÁMETRO (D).

El desplante para el sondeo SE – 1, se hará sobre arcilla arenosa (22%), café claro poco calichoso, de baja plasticidad, muy dura, a la cual se le considera un comportamiento cohesivo con los siguientes parámetros de resistencia al esfuerzo cortante:

$$\varphi = 0^\circ, \quad C = 22 \text{ ton/m}^2$$

Para encontrar el valor de N_c tenemos la siguiente relación:

$$D/B = N_c$$

ELEMENTO	D	B	$\frac{D}{B}$	N_c
Caballete No. 1	7.61	1.20	6.34	9
Pila No.2	7.70	1.20	6.42	9
Caballete No. 3	6.80	1.20	5.67	9

$\frac{D}{B}$	N_c	
	Circular	Largo
0.00	6.2	5.14
0.25	6.7	5.6
0.60	7.1	5.9
0.75	7.4	6.2
1.00	7.7	6.4
1.60	8.1	6.8
2.00	8.4	7
2.50	8.6	7.2
3.00	8.8	7.4
4.00	9	7.5
>4.00	9	7.5



Utilizando la ecuación (308) tenemos que:

$$q_e = ((22)(9)) + ((1.85)(1)) + ((12)(1.60)(0)) = 199.85 \text{ Ton}$$

Para una profundidad mínima de desplante de 6.00 m.

$$Df = 6.00 \text{ m.}$$

Para pilastrones de 1.20 m diámetro (D), se tiene:

Sondeo N°	C ton/m ₃	Nc	γ_1 ton/m ₃	Df m	Nq	C Nc ton/m ²	$\gamma Df Nq$ ton/m ²	q _c ton/m ₂	q _p ton/m ₂
SE - 1	22	9.0	1.60	6.00	1	198.0	9.60	207.6	138.4

El desplante para el sondeo SE - 2, se hará sobre arcilla arenosa (22%), café claro calichoso con grumos calizos, de baja plasticidad, muy dura, a la cual se le considera un comportamiento cohesivo con los siguientes parámetros de resistencia al esfuerzo cortante:

$$\varphi = 0^\circ, \quad C = 22 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando el criterio de Skempton tenemos los siguientes factores de capacidad de carga para:

$$Nc = 9.0, \quad Nq = 1$$

Para una profundidad mínima de desplante de 6.00 m.

$$Df = 6.00 \text{ m.}$$



Para pilastrones de 1.20 m diámetro (D), se tiene:

Sondeo N°	C ton/m ₃	Nc	γ ₁ ton/m ₃	Df m	Nq	C Nc ton/m ²	γ Df Nq ton/m ²	q _c ton/m ²	q _p ton/m ²
SE – 2	22	9.0	1.60	6.00	1	198.0	9.60	207.6	138.4

Cálculo de asentamientos totales:

Para el cálculo de asentamientos de zapatas corridas de ancho (B) y largo (L), se utilizó la siguiente expresión obtenido con base en la teoría de la elasticidad para los sondeos SE – 1 y SE – 2:

$$\delta m = qB \left(\frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) I_w$$

μ = Módulo de poisson.

q = Presión máxima admisible.

I_w = Coeficiente de forma.

B = Ancho de la zapata en m.

E_s = Módulo de elasticidad en ton/m².

Un valor del módulo de Poisson (μ) de 0.30 y un de influencia I_w de 1.31, para una relación largo entre ancho (L/B)=2 con la cual se obtienen los siguientes resultados.

Sondeo N°	q ton/m ²	B m	μ	1 - μ ²	I _w	qB (1 - μ ²)I _w	E _s ton/m ²	δm m
SE – 1	30	3.00	0.30	0.91	1.31	107.29	5000	0.02
SE – 2	32	3.00	0.30	0.91	1.31	113.19	5000	0.02



CALCULO DE ASENTAMIENTOS TOTALES:

Para el cálculo de asentamientos de pilastrones de diámetro (D) se utilizó la siguiente expresión obtenida en base a la teoría de Elasticidad para los sondeos SE – 1 y SE – 2:

$$\delta m = qD \left(\frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) I_w$$

μ = Módulo de Poisson.

q = Presión máxima admisible.

I_w = Coeficiente de forma.

D = Diámetro del pilastrón en m.

E_s = Módulo de elasticidad en ton/m².

Un valor del módulo de poisson $\mu=0.3$ y un valor para el factor de influencia de $I_w= 0.79$ para una sección circular con lo cual se obtienen los siguientes resultados:

Sondeo N°	q ton/m ²	D m	μ	$1 - \mu^2$	I_w	$qD (1 - \mu^2)I_w$	E_s ton/m ²	δm m
SE – 1	107	1.20	0.30	0.91	0.79	92.13	5000	0.02
SE – 2	107	1.20	0.30	0.91	0.79	92.13	5000	0.02



B) EMPUJE DE TIERRAS

Considerando $\phi = 30^\circ$ y $\gamma_m = 1.85 \text{ ton/m}^3$.

$$\begin{aligned}\tan^2 \phi &= (0.5774)^2 = 0.3333 \\ 45^\circ - \phi/2 &= 45^\circ - 15^\circ = 30^\circ \\ 45^\circ + \phi/2 &= 45^\circ + 15^\circ = 60^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K_O &= 1 - \sin \phi = 0.50 \\ K_A &= \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 0.33 = \frac{1}{N\phi} \\ K_P &= \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 3.00 = N\phi\end{aligned}$$

Empuje Activo:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma_m H^2 = \frac{1}{2} (0.33) (1.85) H^2 = 0.31 H^2$$

Empuje Pasivo:

$$E_P = \frac{1}{2} K_P \gamma_m H^2 = \frac{1}{2} (3.00) (1.85) H^2 = 2.78 H^2$$

Empuje en Reposo:

$$E_O = \frac{1}{2} K_O \gamma_m H^2 = \frac{1}{2} (0.50) (1.85) H^2 = 0.46 H^2$$

El empuje horizontal, provocado por el material del terraplén sobre los estribos, se podrá

calcular de acuerdo con su movimiento relativo con respecto a la estructura:

- 1.- Empuje activo ($E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$) si la estructura y el terraplén tienden a separarse, será $0.31 H^2$.
- 2.- Empuje pasivo ($E_P = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2$) si la estructura tiene movimientos horizontales relativos hacia el relleno, será $2.78 H^2$.
- 3.- Empuje en reposo ($E_O = \frac{1}{2} K_O \gamma H^2$) si no se esperan movimientos relativos entre estructura y el terraplén, será $0.46 H^2$.



CONCLUSIONES

Una vez analizado el P.I.V se determino dos claros de 30.0 m cada uno con una superestructura a base de losa de concreto armado de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ con un espesor de 18 cm apoyado sobre 5 traveses AASHTO Tipo IV de presfuerzo de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Las cuales descansan sobre un sistema de cabalotes y pilas formado por tres pilastrones de diámetro 1.20 m.

El numero de Torones por cada trabe es de 44.

La separación entre traveses a ejes es de 1.50m

Las juntas de Aproximación son de 4 cm

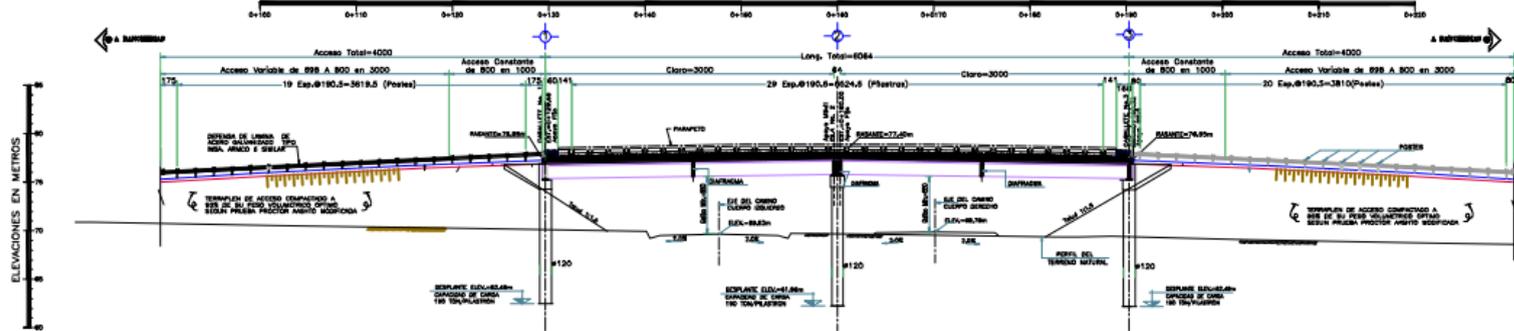
Se considera un Galibo Mín. de 5.50 m en el lado más desfavorable de camino principal.

Los ejes de diafragmas intermedios se colocarán @ 10.0 m

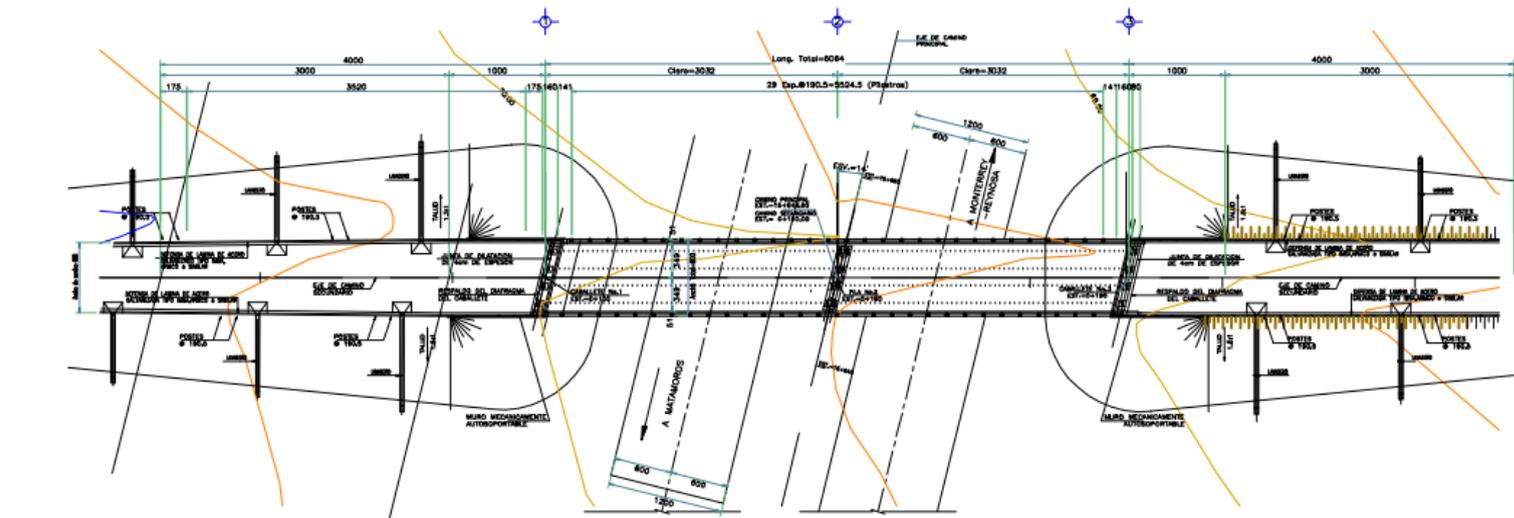


BIBLIOGRAFÍA

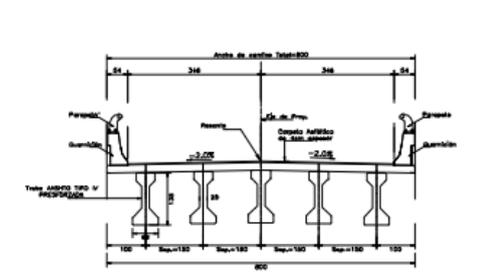
- ✚ Especificaciones para la Construcción de Puentes mediante el Método de factores de carga y resistencia de AASHTO 2005
- ✚ AASHTO 2003. Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. 23° Edición, American Association of highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- ✚ Manual y Normas de Proyecto de Puentes y Estructuras, Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
 - Características generales de proyecto N-PRY-CAR.6.01.002
 - Cargas y Acciones N-PRY-CAR.6.01.003
 - Viento N-PRY-CAR.6.01.004
 - Sismo N-PRY-CAR.6.01.005
 - Combinación de Cargas N-PRY-CAR.6.01.006
 - Distribución de Cargas N-PRY-CAR.6.01.007
 - Presentación de proyectos de nuevos puente Y estructuras similares N-PRY-CAR.6.01.009
- ✚ Cargas Vivas en puentes, Instituto Mexicano del Transporte
- ✚ Normas Técnicas para el proyecto de puentes carreteros, Dirección General de Servicios Técnicos, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- ✚ Manual de Proyecto de Obras de Drenaje
- ✚ Estructuras de Vías Terrestres
Autor: M. en. I., I.C Fernando Olivera Bustamante
Ed. Continental, S.A de C.V.
México
- ✚ Mecánica de Suelos Tomo II
Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos
Autor: Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez
Ed. Limusa
México, 1976



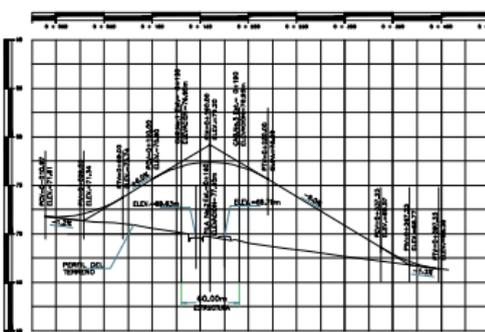
ELEVACION



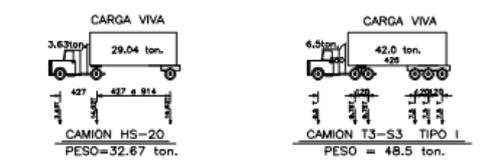
PLANTA



SECCION TRANSVERSAL



CROQUIS DE RASANTE



CANTIDADES DE OBRA

1.- PARAPETO Y GUARNICIONES

1.1	PARAPETO DE 1.00 m de altura	100	100
1.2	GUARNICION DE 1.00 m de altura	100	100
1.3	REVESTIMIENTO DE 1.00 m de altura	100	100
1.4	REVESTIMIENTO DE 1.00 m de altura	100	100
1.5	REVESTIMIENTO DE 1.00 m de altura	100	100
1.6	REVESTIMIENTO DE 1.00 m de altura	100	100
1.7	REVESTIMIENTO DE 1.00 m de altura	100	100
1.8	REVESTIMIENTO DE 1.00 m de altura	100	100
1.9	REVESTIMIENTO DE 1.00 m de altura	100	100
1.10	REVESTIMIENTO DE 1.00 m de altura	100	100

2.- SUPERESTRUCTURA

2.1	CONCRETO Fc=250 kg/cm ²	100	100
2.2	ACERO DE REFUERZO	100	100
2.3	ACERO DE REFUERZO	100	100
2.4	ACERO DE REFUERZO	100	100
2.5	ACERO DE REFUERZO	100	100
2.6	ACERO DE REFUERZO	100	100
2.7	ACERO DE REFUERZO	100	100
2.8	ACERO DE REFUERZO	100	100
2.9	ACERO DE REFUERZO	100	100
2.10	ACERO DE REFUERZO	100	100

3.- JUNTA DE DILATACION

3.1	ACERO DE REFUERZO	100	100
-----	-------------------	-----	-----

4.- SUBESTRUCTURA

4.1	CONCRETO Fc=250 kg/cm ²	100	100
4.2	ACERO DE REFUERZO	100	100
4.3	ACERO DE REFUERZO	100	100
4.4	ACERO DE REFUERZO	100	100
4.5	ACERO DE REFUERZO	100	100
4.6	ACERO DE REFUERZO	100	100
4.7	ACERO DE REFUERZO	100	100
4.8	ACERO DE REFUERZO	100	100
4.9	ACERO DE REFUERZO	100	100
4.10	ACERO DE REFUERZO	100	100

5.- TERRAPLENES DE ACCESO

5.1	TERRAPLENES DE ACCESO	100	100
5.2	TERRAPLENES DE ACCESO	100	100
5.3	TERRAPLENES DE ACCESO	100	100
5.4	TERRAPLENES DE ACCESO	100	100
5.5	TERRAPLENES DE ACCESO	100	100
5.6	TERRAPLENES DE ACCESO	100	100
5.7	TERRAPLENES DE ACCESO	100	100
5.8	TERRAPLENES DE ACCESO	100	100
5.9	TERRAPLENES DE ACCESO	100	100
5.10	TERRAPLENES DE ACCESO	100	100

6.- LAVADEROS

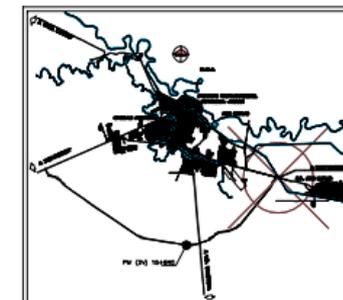
6.1	LAVADEROS	100	100
6.2	LAVADEROS	100	100

NOTAS

- 1.- PARAPETO Y GUARNICIONES
- 2.- SUPERESTRUCTURA
- 3.- JUNTA DE DILATACION
- 4.- SUBESTRUCTURA
- 5.- TERRAPLENES DE ACCESO
- 6.- LAVADEROS

LISTA DE PLANOS

NO. DE PLANO	CONCEPTO
01	PLANO GENERAL
02	SUPERESTRUCTURA - LEÑA Y DERRAMADOS - TRAZO 1-2 Y 3-3 (1/20)
03	SUPERESTRUCTURA - LEÑA Y DERRAMADOS - TRAZO 1-2 Y 3-3 (1/20)
04	SUPERESTRUCTURA - TRAZO ANCHO TRINCHERA
05	CABLETE N.º 1 RECTANGULAR Y REFUERZO (1/20)
06	CABLETE N.º 2 RECTANGULAR Y REFUERZO (1/20)
07	CABLETE N.º 3 RECTANGULAR Y REFUERZO (1/20)
08	CABLETE N.º 4 RECTANGULAR Y REFUERZO (1/20)
09	CABLETE N.º 5 RECTANGULAR Y REFUERZO (1/20)
10	GUARNICIONES Y PARAPETOS
11	LAVADEROS
12	ALINEAMIENTO VERTICAL Y ALINEAMIENTO HORIZONTAL
13	LEÑA DE ACCESO, ANILLO, Y DERRAMADO



CROQUIS DE LOCALIZACION

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA SUPERIOR ARAGON

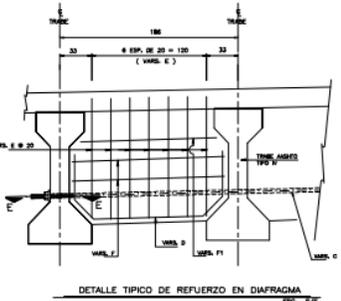
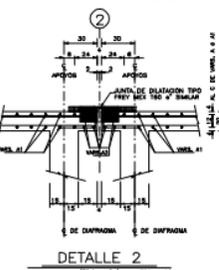
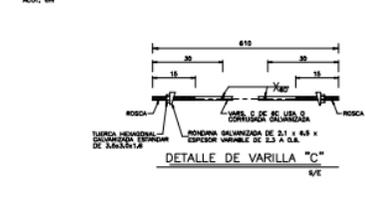
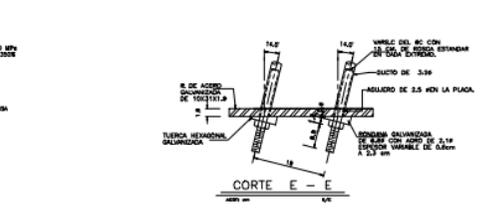
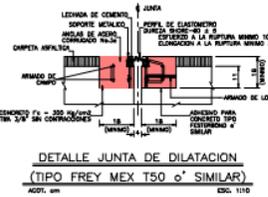
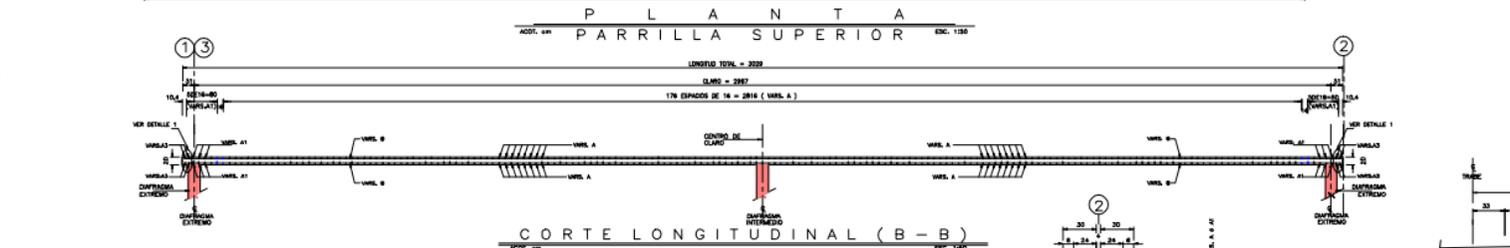
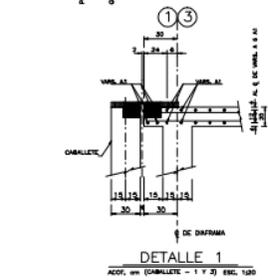
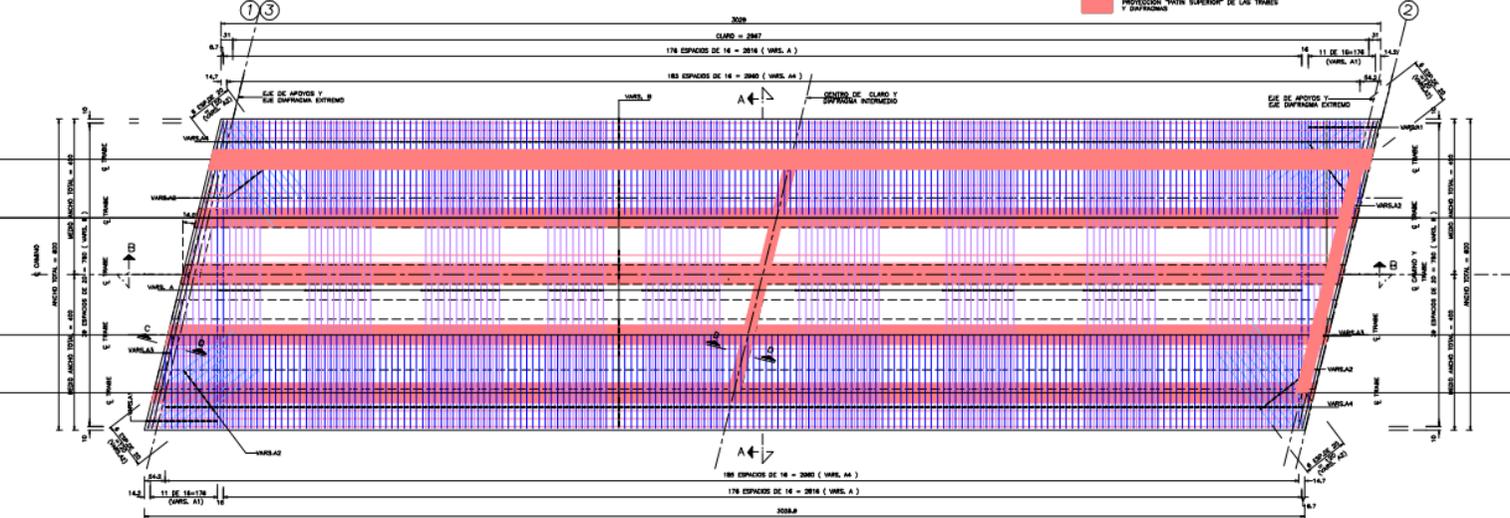
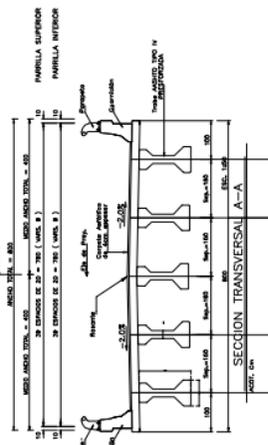
ESTRUCTURA: P.L.V. "SIN NOMBRE"

YERRE PROFESIONALES:
ALVARO Y DIEGO DEL P.V.
TOMO RODRIGUEZ DEL P.V.
18-04-2010 DEL TERRAZO DEL P.V.
DEL P.V. TAMAYO DEL P.V.

Comodoro Libramiento del Buzaco
Comodoro Libramiento del Buzaco
Jefe de Obra
Ing. Civil del P.V. del Buzaco

PLANO GENERAL

P.L.C. DEL P.V. del Buzaco



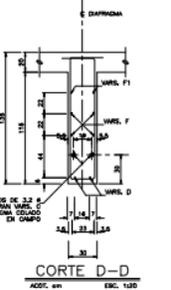
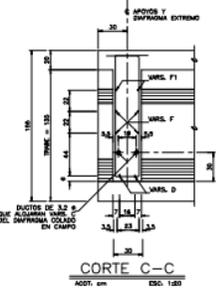
PROYECCION "VAIN SUPERIOR" DE LAS TRAMES Y DIAPHRAGMAS

DETALLES DEL REFUERZO

VARILLA	1	2	3	4	5
32	7	17	8	40	
40	8	22	10	80	
50	12	29	11	85	
60	14	34	12	88	
80	18	46	17	102	

EN MENOS CASO DE REPERA EN PUNTALES O EN SECCION DE 50 ó 55 DE LAS VARILLAS

0.3 S.M.C. A-A SOLDADURA
0.3 ó 0.5 A-A
CORTE A-A



NOTAS GENERALIDADES:
DIMENSIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO EN LAS QUE SE HAYA OTRA UNIDAD ELICHO EN LOS MICROS REDUCIDOS AL 2/3.

ESPECIFICACIONES:
INFORMACION PARA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE (NORMATIVA S.C.T.) IMPEDIDO REFERENCIA AL LIBRO CIVIL CONSTRUCCION, TUBO CAS, CARPINTERIA, PAVES Y CONCEPTOS DE OBRA EN PARTICULAR A LOS SIGUIENTES TITULOS.

01 TERMINACIONES:
01 CARPINTERIA
02 PAVES Y SUBPAVES
03 TUBERIAS
04 CONDUCCIONES

PARA ESTE PUENTE SE CONSIDERA LA OBRAS 13-03 Y 13-02-04 EL REQUERIMIENTO SERA DE SUJUN MÍNIMO A CENTRO DE VARILLAS LAS COTAS MIZEN AL DIBUJO

MATERIALES:
REFUERZO EN VARILLAS QUE SE UTILICEN EN LA OBRA DEBERAN SER RECONOCIDOS POR LA E.L.C. A LA DEFERENCIA A OBRAS Y DARLE CON LAS FORTIFICACIONES DE LA CARPINTERIA PARA LA VERIFICACION DEL TRANSPORTE INFORMATICA S.C.T. HACIENDO REFERENCIA AL LIBRO CIVIL CONSTRUCCION DE LOS MATERIALES PAVES Y MANTENIMIENTO PARA INFRAESTRUCTURA EN PARTICULAR A LOS SIGUIENTES TITULOS.

01 MATERIALES PARA INFRAESTRUCTURA:
02 MATERIALES PARA CONCRETO HIDRAULICO
03 REPERA
04 REPERA

CONCRETO:
SE USARAN CONCRETOS DE LA RESISTENCIA ESPECIFICADA Y SE MIZEN AL ACABADO EN CASO DE QUE EL CONCRETO REQUIERA UNAS MEDIDAS PROPORCIONALES AL CANTIDAD Y CONFORMACION DE ESTOS REPERAS PREVIENDO AL MENOS UN REPERA PRELIMINAR EN LAS FORTIFICACIONES DE SU SUPERFICIE CON LOS REPERAS Y CONCRETO UTILICEN.

ACERO DE REFUERZO:
CONCRETO QUE REQUIERAN SERLO EN LA LAMINA DE LAS VARILLAS, LOS REPERAS DE VARILLAS DEBERAN SER REPERAS DE 5.0 X 5.0 CM POR TUBERIAS, DEBERAN TENER LA AUTORIZACION DE ESTA DIRECCION PARA CUALQUIER TIPO DE REPERAS.

PARA CANTONERA Y DETALLES DE ACCESOS EN CORTES O TRAMPONES (LIMITES DE REPERAS) EN ESTOS REPERAS SE DEBERAN PREVER LOS TIPO DE LA SEGURIDAD DE COMARCACIONES Y TRANSPORTES.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAJÓN

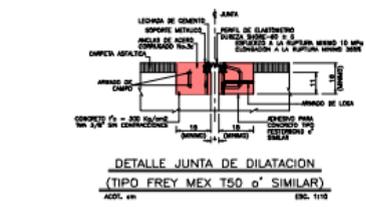
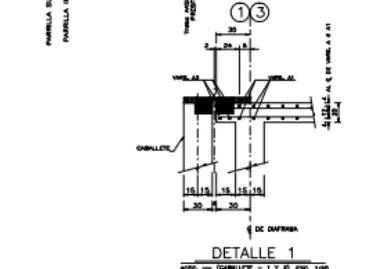
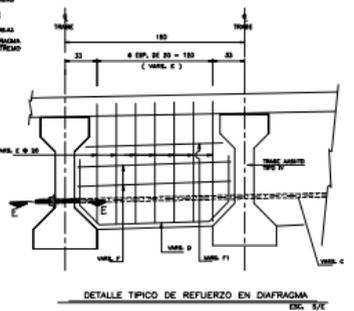
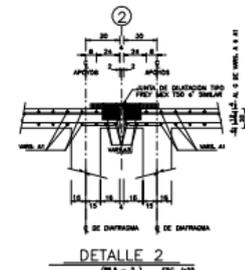
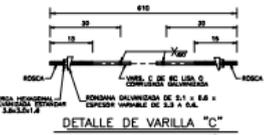
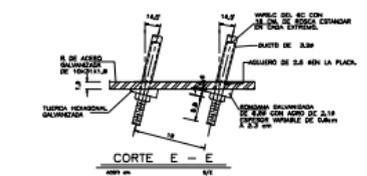
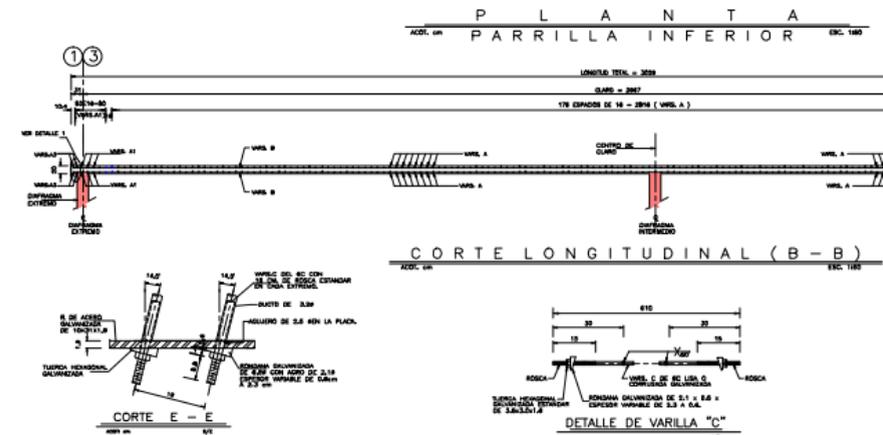
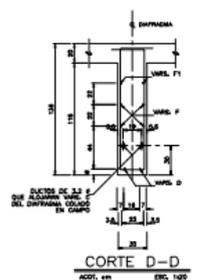
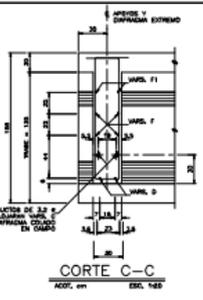
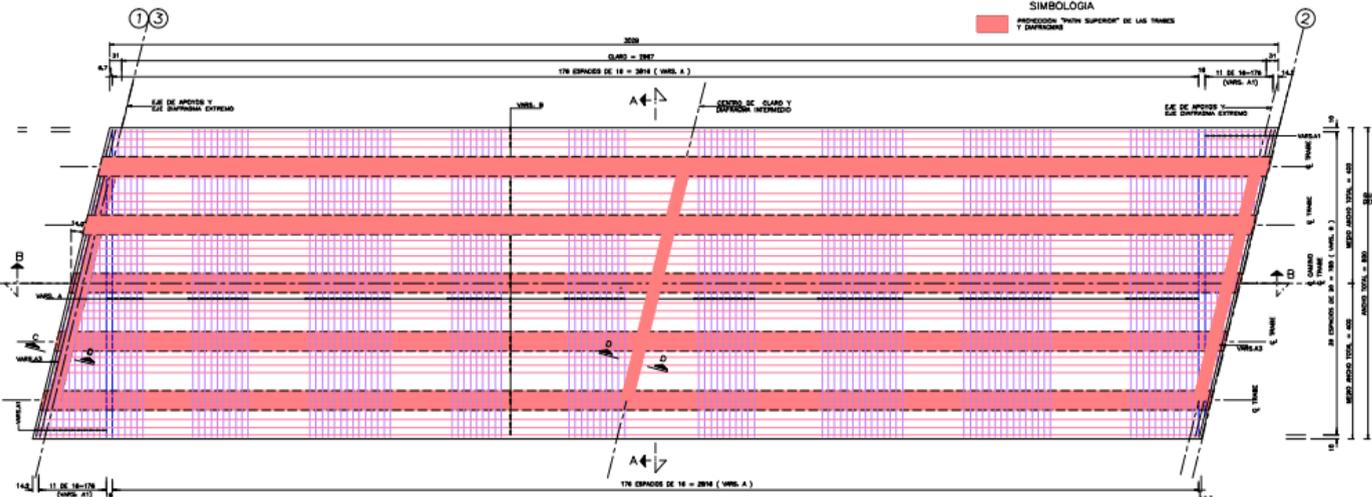
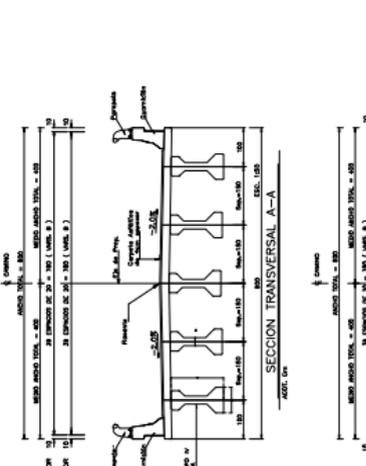
ESTRUCTURA: P.L.V. "SIN NOMBRE"

TEMAS PROFESIONALES:
Diseño de Estructuras de Acero

ANÁLISIS Y DISEÑO DEL P.L.V. "SIN NOMBRE" EN EL DE 10-640.00 DEL LIBRAMIENTO SUR DE REYNOLTA, TAMAULIPAS

PLANO LONA TRAZO 1-2 Y 3-3 D.F.P.

P.L.C. SELVA ALCÁNTARA BOMAS



SIMBOLOGIA
REINFORZO "SIN NOMBRE" DE LAS TRINCES Y DIAPHRAGMAS

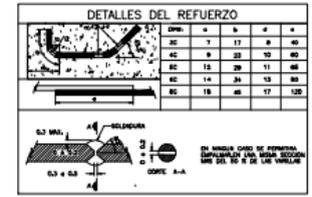
MATERIALES

LISTA DE VARILLAS (UNA LOMA)

LETRA	VARILLA	DIA. NOM.	MAX. LONG. (CM)	GRUPO	#	9	ACOT. (CM)
A	AC	38A	813	1	783	8	2870
A1	AC	38A	813	1	783	8	2870
A2	AC	28	243	2	240	-	87
A3	AC	6	816	3	816	-	147
A4	AC	3/8	243	4	240	-	188
B	AC	60	3043	5	3013	8	2434
C	AC	8	816	6	816	-	92
D	AC	18	371	7	158	35	48
E	AC	63	300	8	116	12	228
F	AC	38	150	9	150	-	34
F1	AC	18	120	10	120	-	22

CANTIDADES DE MATERIALES

CONCEPTO	(UNA LOMA)	CANTIDAD	UNIDAD
ACERO DE REFUERZO $f_y > 4200$ kg/cm ²		6036	kg
VARILLA "C" CON RODA EN SUS EXTREMOS		86	kg
CONCRETO $f_c = 280$ kg/cm ²		83.80	m ³
ACERO ESTRUCTURAL A-36		30	kg
JUNTA DE DILATACION TIPO FREY-150 o SIMILAR (UNA JUNTA)		6.30	m
GRANDE ASPHALTO 4×4 cm		8.6	m ²



NOTAS GENERALES:
DIMENSIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO EN LAS QUE SE INDICA OTRA UNIDAD ELEVACIONES EN METROS RESPECTO AL N.M.

ESPECIFICACIONES:
NORMATIVA PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO (NOMINATIVA S.C.T.) MODIFICADA
NORMAS DE CONSTRUCCION DE OBRAS DE CONCRETO, PARTE I Y CONCEPTOS DE OBRAS EN PARTICULAR A LOS SUELOS TILOS.

REQUISITOS:
REQUISITOS DE ACERO
REQUISITOS DE CONCRETO
REQUISITOS DE DISEÑO

PARA ESTE PLANO SE CONSIDERA LA CARGA T3-83 Y T3-83-94
C) RECOMENDACIONES DE CONCRETO PARA LA CONSTRUCCION DE LAS OBRAS SE ENCUENTRAN EN EL DISEÑO

MATERIALES:
TODOS LOS MATERIALES QUE SE UTILICEN EN LA OBRA DEBEN SER APROBADOS POR LA S.C.T. Y LA SUPERVISION A CARGO Y CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES DE LA NOMINATIVA PARA LA ESTRUCTURA DE CONCRETO MODIFICADA, LAS NORMAS DE CONSTRUCCION DE OBRAS EN PARTICULAR A LOS SUELOS TILOS.

REQUISITOS:
REQUISITOS DE ACERO
REQUISITOS DE CONCRETO
REQUISITOS DE DISEÑO

CONSTRUCCION:
DE OBRAS DE CONCRETO EN LA SUPERFICIE DE LA VARILLA DEBEN SER COLACIONES EN SUSE DE QUE EL CONCRETO RECORRA LIBRE Y VOLUNTARIAMENTE, OBTENIENDO APROPIADAMENTE LA CANTIDAD Y DISTRIBUCION DE ESTOS PRODUCTOS, PREVIENDO LA POSIBILIDAD DE QUE SEAN RELEVADOS POR SU PESO EN LOS ARMADOS Y OBRAS DE OBRAS.

REQUISITOS DE OBRAS DE CONCRETO EN LA SUPERFICIE DE LA VARILLA DEBEN SER COLACIONES EN SUSE DE QUE EL CONCRETO RECORRA LIBRE Y VOLUNTARIAMENTE, OBTENIENDO APROPIADAMENTE LA CANTIDAD Y DISTRIBUCION DE ESTOS PRODUCTOS, PREVIENDO LA POSIBILIDAD DE QUE SEAN RELEVADOS POR SU PESO EN LOS ARMADOS Y OBRAS DE OBRAS.

PARA LA OBRERA Y DETALLES DE ACEROS EN CHORRO O TEMPLERAS, LA SUPERVISION DEBEN VERIFICAR Y DISEÑO DEBEN VERIFICAR LOS PROYECTOS TIPO DE LA ESTRUCTURA DE CONSTRUCCION Y REQUISITOS.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERIA SUPERIORES ARAGON

ESTRUCTURA: P.I.V. "SIN NOMBRE"

TITULO PROFESIONAL:
ANALISIS Y DISEÑO DEL P.I.V. "SIN NOMBRE" EN SU ZONA DE OPERACION DEL LIBRAMIENTO SUR DE BAYONA, TAMAYULAPAS

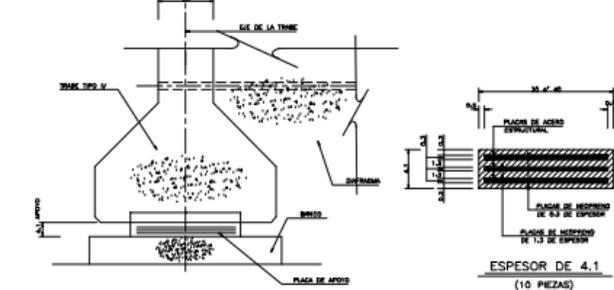
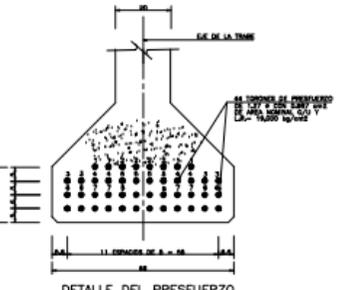
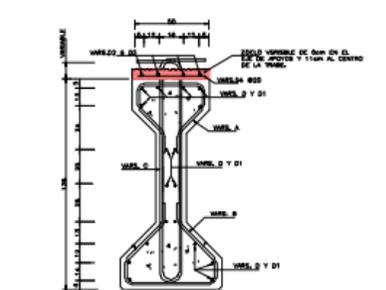
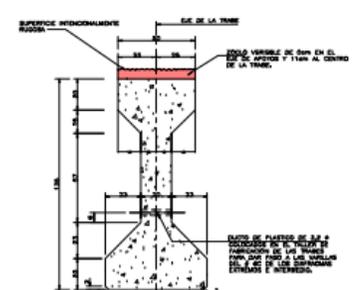
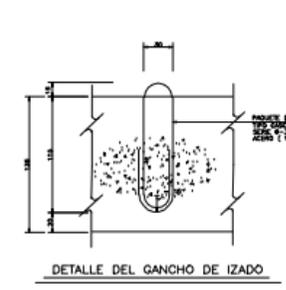
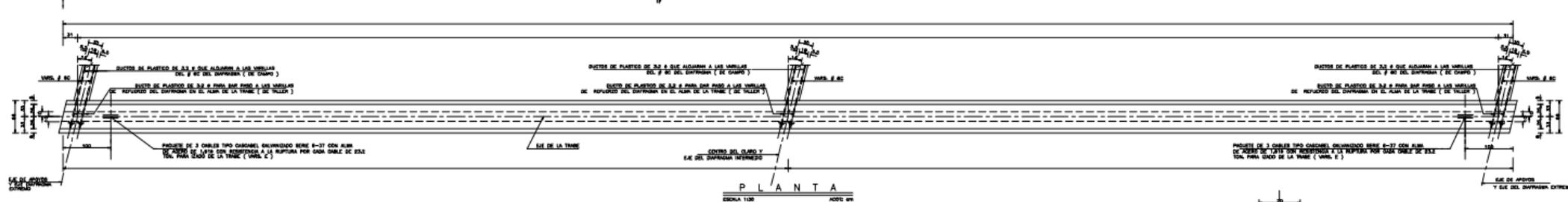
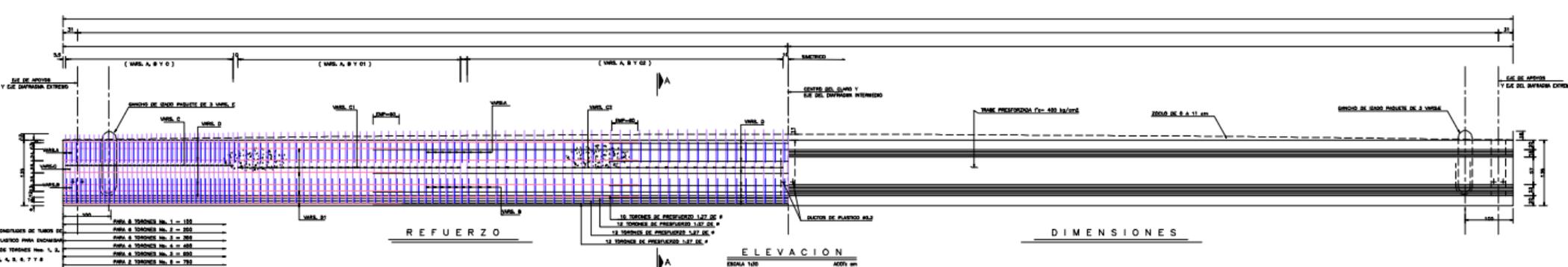
PLANO LOMA TRAMO 1-3 Y 3-8 (P.2)

P.I.C. SILVIA ALCANTARA ROMAN

Coordinador: Ingeniero de Obras Civiles
Tutor: Ingeniero de Obras Civiles
Revisor: Prof. Ing. Esteban-Dejorcas

Fecha: 18 de octubre de 2010

Escuela de Ingenieros de Obras Civiles



LISTA DE VARILLAS (POR TRABE)

VARILLA	LONG.	DIAM.	N.º	RES.
A 4 C 204 150	33	17	270	
B 4 C 204 170	40	20	307	
C 40 7 2000 17000	10130	3	364	
D 40 7 2000 17000	10130	3	364	
E 40 7 2000 17000	10130	3	364	
F 40 7 2000 17000	10130	3	364	
G 40 7 2000 17000	10130	3	364	
H 40 7 2000 17000	10130	3	364	
I 40 7 2000 17000	10130	3	364	
J 40 7 2000 17000	10130	3	364	
K 40 7 2000 17000	10130	3	364	
L 40 7 2000 17000	10130	3	364	
M 40 7 2000 17000	10130	3	364	
N 40 7 2000 17000	10130	3	364	
O 40 7 2000 17000	10130	3	364	
P 40 7 2000 17000	10130	3	364	
Q 40 7 2000 17000	10130	3	364	
R 40 7 2000 17000	10130	3	364	
S 40 7 2000 17000	10130	3	364	
T 40 7 2000 17000	10130	3	364	
U 40 7 2000 17000	10130	3	364	
V 40 7 2000 17000	10130	3	364	
W 40 7 2000 17000	10130	3	364	
X 40 7 2000 17000	10130	3	364	
Y 40 7 2000 17000	10130	3	364	
Z 40 7 2000 17000	10130	3	364	

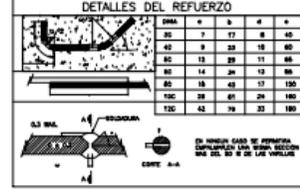
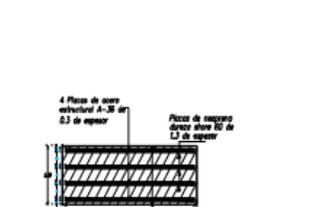
RESUMEN DE MATERIALES (POR TRABE)

MATERIAL	CANTIDAD	UNIDAD
ACERO DE PRESF. TORONES DE 1.270 DE LE=17000 kg/m ²	1987	kg
ACERO DE REFUERZO LE = 4.300 kg/m ²	2108	kg
CEMENTO TIPO COMERCIAL GRUPO 40-37 CON ASMA DE 300 MILES Y 1.475 PARA CUBRIR	40	kg
CONCRETO F ₂₈ = 400 kg/m ³ (EXCLUYE ZIGZAG)	16.8	m ³
NEOPRENO MEDIANO, BUNDA 40 (SIN PLACA)	1.0	unz
ACERO ESTRUCTURAL	35.0	kg

TOTAL DE TRABES REQUERIDAS = 10

CARACTERISTICAS DEL ACERO DE PRESFUERZO

Q1- EL PRESFUERZO SERA PRESFUERZO Y SE UTILIZARA ACERO DE BUNA RELAJACION.
 Q2- EL ALAMBRE SERA DESPUES DE 1000 HORAS DE SER AFUJADA LA CUBRIDA, SERA DE 3.2 S.
 Q3- EL LIMITE DE RAPTURA DEL PRESFUERZO SERA REAL A F_y = 19000 kg/cm²



- NOTAS**
- 1- EMPLEGAR EN CONCRETOS EXCEPTO EN LOS QUE SE INDICA OTRO VALOR.
 - 2- SE USARA CONCRETO F₂₈ = 400 kg/m³
 - 3- EN CASO DE NO DISPONER DEL EQUIPAMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO SE USARA UN EQUIPAMIENTO DE PROTECCION SOMETRIDA A LA PLANTA.
 - 4- LAS VARILLAS DE ACERO DE REFUERZO NO DEBERAN TENER PUNTO SUAVIZADO ANTES DE COLOCARLAS EN EL CONCRETO SIN COMPROBAR QUE SEAN DE LOS TIPOS ANTES DE SER AFUJADA LA CUBRIDA.
 - 5- EN TODAS LAS ARMAS DE HERRAJE CIRCULARES DE 2 A 3 cm.
 - 6- SI LA SUPERFICIE DEL CONCRETO RESULTARE POROSA O INHOMOGENEA EN LA SUPERFICIE DE LOS TORONES DEBEN USARSE 200 MILES Y 1.475 PARA CUBRIR.
 - 7- LA TRANSVERSAL DEL PRESFUERZO DE 1984 CUANDO EL CONCRETO TENGA UNA RESISTENCIA DE F₂₈ = 300 kg/cm².

- ESPECIFICACIONES**
- NEOPRENO: NEOPRENO DE BUNA RELAJACION (SIN TORONADO) TIPO 1000 HORAS DE SER AFUJADA LA CUBRIDA, SERA DE 3.2 S. Y 1.475 PARA CUBRIR.
- MATERIALES**
- TODOS LOS MATERIALES QUE SE UTILICEN EN LA OBRA DEBERAN SER AFUJADOS POR LA LEY Y LA SUPERFICIE DE LOS TORONES DEBEN SER AFUJADOS DESPUES DE 1000 HORAS DE SER AFUJADA LA CUBRIDA, SERA DE 3.2 S. Y 1.475 PARA CUBRIR.

ACERO DE REFUERZO

SE USARA ACERO DE BUNA RELAJACION Y SE USARA ACERO DE BUNA RELAJACION (SIN TORONADO) TIPO 1000 HORAS DE SER AFUJADA LA CUBRIDA, SERA DE 3.2 S. Y 1.475 PARA CUBRIR.

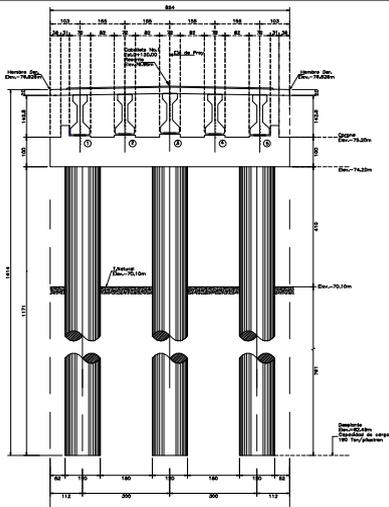
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ABASCAN

ESTRUCTURA: P.I.V. "SIN NOMBRE"

TITULO PROFESIONAL: ANÁLISIS Y DISEÑO DEL P.I.V. "SIN NOMBRE" DEL EJE 15+404.00 DEL LÍNEAMIENTO SUB-DE RENTONIA, TAMAUCAUPÁN

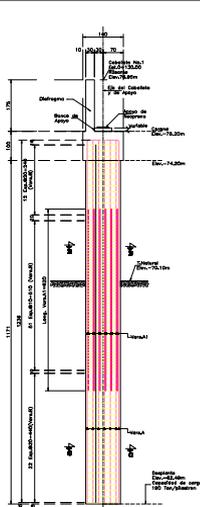
PLAZO TRABAJO: TRABAJO 1-1 Y 2-3

P.I.C. SILVIA ALCANTARA BOJAS



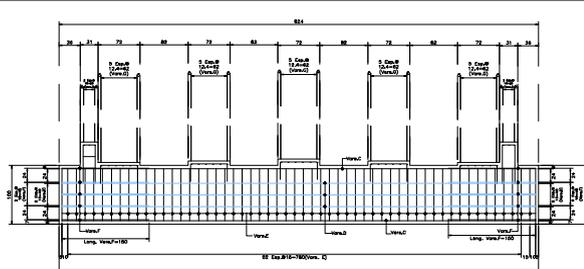
ELEVACION – DIMENSIONES

ACOT. cm ESC. 1:250



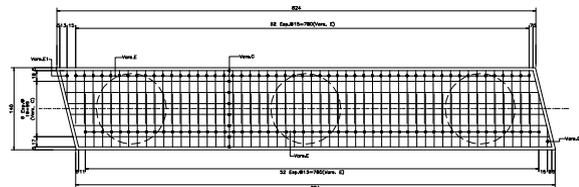
CORTE A-A

ACOT. cm ESC. 1:50



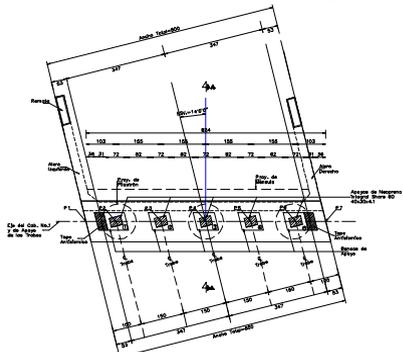
REFUERZO DEL CABEZAL – ELEVACION

ACOT. cm ESC. 1:25



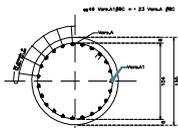
REFUERZO DEL CABEZAL – PLANTA

ACOT. cm ESC. 1:25



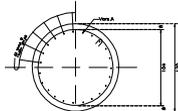
PLANTA

ACOT. cm ESC. 1:50



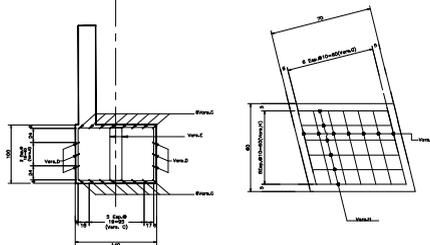
CORTE B-B

ACOT. cm ESC. 1:50



CORTE C-C

ACOT. cm ESC. 1:50



ESC. 1:50

PLANTA DE REFUERZO – BANCOS DE APOYO –

ESC. 1:10



NOTAS

GENERALIDADES:
DIMENSIONES EN CENTÍMETROS, EXCEPTO EN LAS QUE SE INDICA OTRA UNIDAD.
ELEVACIONES EN METROS REDONDADO AL S.E.

ESPECIFICACIONES:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

PARA ESTE PUNTO SE CONSIDERA LA CARGA LL-13 Y LL-13-03-04
EL REFORZAMIENTO DEBEN DE SER MENOS A CENTRO DE VARIAS
LAS CARGAS REDES AL DEBEN

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

REINFORZAMIENTO:
REFUERZO PARA CONCRETO FORTALECIDA DEL TIPO "SIN NOMBRE" F-10000
CONCRETO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000
ACERO DE REFUERZO S-10000

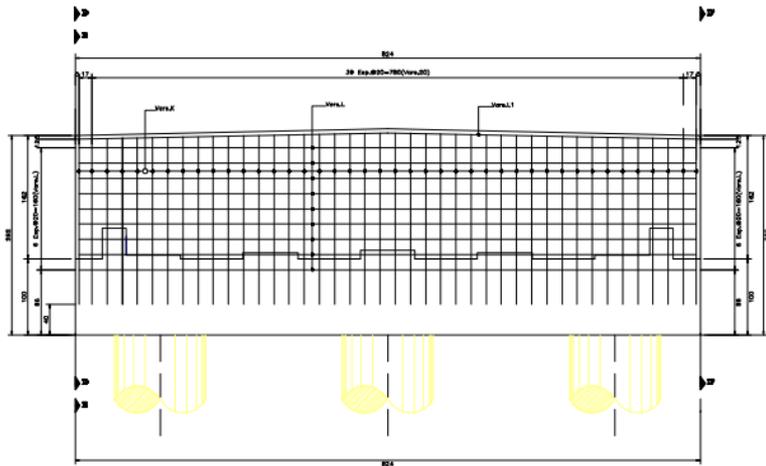
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES AMAGÓN

ESTRUCTURA: P.I.V "SIN NOMBRE"

YESIS PROFESIONAL:
ANÁLISIS Y DISEÑO DEL P.I.V.
"SIN NOMBRE" EN EL KM
15+840.00 DEL LIBRAMIENTO SUR
DE ESTADORA, TAMAULIAPAS

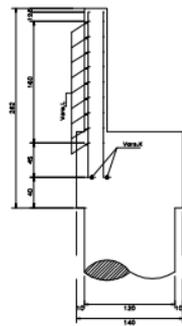
Carretera Libremente Sur Reynosa
Km1 15 + 840.00
Origen: Prof. Aut. Matamoros-Reynosa

P.I.C: SILVIA ALCÁNTARA ROJAS
Plan Caballete No. 1 (1-2)
Sin Perm. de arqueo/metro de SISE/PC/03/13-2003



CORTE E-E
REFUERZO DEL DIAFRAGMA
ACOT. cm ESC. 1:25

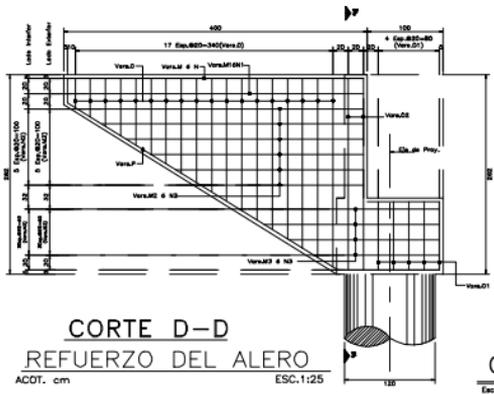
REFUERZO - DIAFRAGMA
ACOT. cm ESC. 1:25



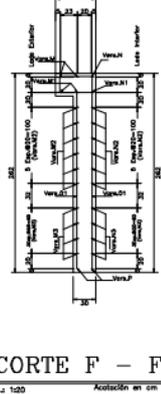
MATERIALES						
LISTA DE VERIFICACION						
LOC.	VARE.	DIAL.	NUMERO	LONG. TOTAL	#	VELOC. (m)
TRES PLANTONES						
A	B	C	69	1270	1235	33 3,005
A1	B	C	138	630	600	3 3,432
B	A	C	281	347	104	10 836
C	B	C	16	917	791	40 587
D	B	C	6	714	714	40 87
E	A	C	108	383	80	80 608
E1	A	C	150	300	130	80 4
F	A	C	10	276	141	60 28
CABEZAL						
G	A	C	35	141	41	41 48
H	A	C	30	181	41	41 48
I	A	C	6	141	41	41 9
J	B	C	12	92	6	38 25
BRIDAS Y TORRES						
K	A	C	2,000	m=389 m=40 m=40	m=220 m=13 m=13	40 213
DIAPHRAGMA						
L	A	C	14	814	814	- 114
L1	A	C	2	850	820	- 17

MATERIALES						
LISTA DE VERIFICACION						
LOC.	VARE.	DIAL.	NUMERO	LONG. TOTAL	#	VELOC. (m)
ALICATORIO						
M	B	C	2	360	360	- 13
M1	A	C	2	360	360	- 8
M2	A	C	2	360	360	- 21
M3	A	C	2	360	360	- 8
M4	B	C	2	360	360	- 12
M5	A	C	2	360	360	- 12
M6	A	C	2	360	360	- 21
M7	A	C	2	360	360	- 9
N	B	C	2	431	386	30 14
N1	B	C	2	431	386	30 14
N2	B	C	2	431	386	30 14
N3	B	C	2	431	386	30 14
N4	B	C	2	431	386	30 14
N5	B	C	2	431	386	30 14
N6	B	C	2	431	386	30 14
N7	B	C	2	431	386	30 14
O	A	C	2	431	386	30 14
O1	A	C	2	431	386	30 14
O2	A	C	2	431	386	30 14
P	A	C	2	585	419	134 12
P1	A	C	2	585	419	134 12
P2	A	C	9	221	80	81 20
P3	A	C	9	227	80	87 21

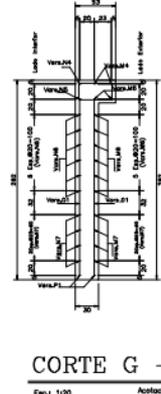
RESUMEN DE MATERIALES		
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
ACERO DE ROD. LC 3 4,200 kg/m ³ (en columnas)	2,823.1	kg
ACERO DE ROD. LC 3 4,200 kg/m ³ (en vigas)	2,823.1	kg
CONCRETO F'c = 250 kg/cm ² (en columnas)	38.7	m ³
CONCRETO F'c = 250 kg/cm ² (en vigas)	28.5	m ³
PERFORACION PARA PLANTON DE 120 Ø	22.8	m ²



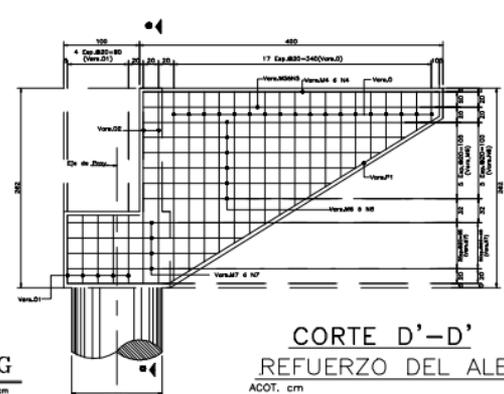
CORTE D-D
REFUERZO DEL ALERO
ACOT. cm ESC. 1:25



CORTE F - F
ACOT. cm ESC. 1:20



CORTE G - G
ACOT. cm ESC. 1:20



CORTE D'-D'
REFUERZO DEL ALERO
ACOT. cm ESC. 1:25

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

ESTRUCTURA: P.I.V "SIN NOMBRE"

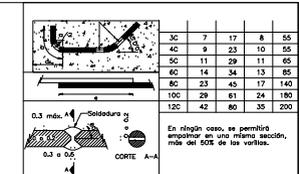
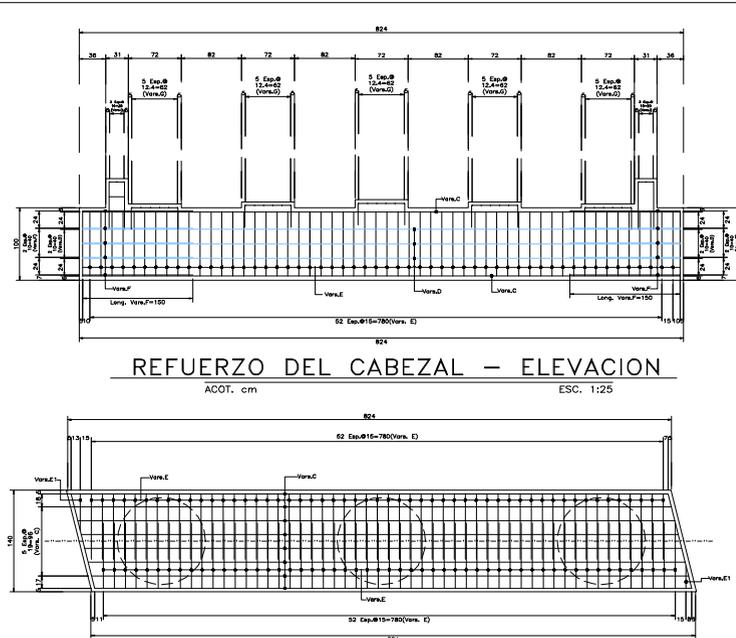
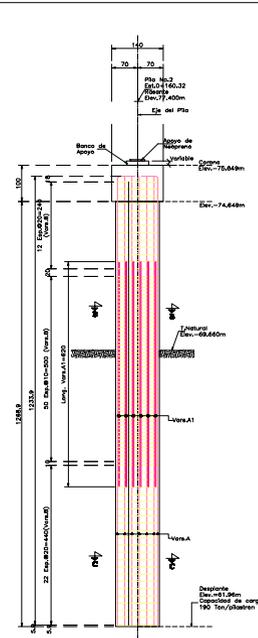
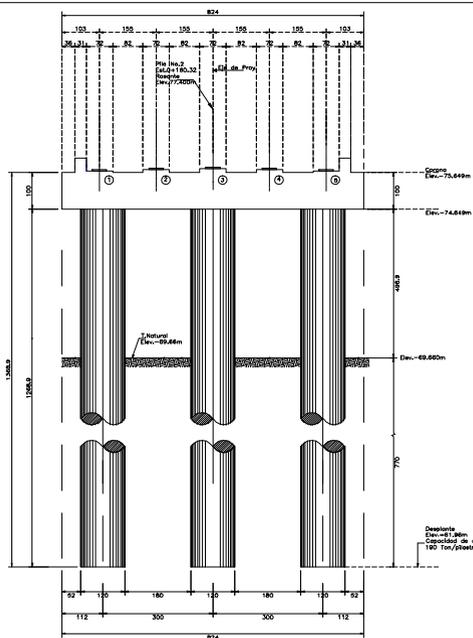
TESIS PROFESIONAL: Carretera: Libramiento Sur Reynosa

ANÁLISIS Y DISEÑO DEL P.I.V. "SIN NOMBRE" EN EL KM 15+840.00 DEL LIBRAMIENTO SUR DE REYNOSA, TAMAULIPAS

Tramo: Libramiento Sur Reynosa
km: 15 + 840.00
Origen: Prof. Aut. Matamoros-Reynosa

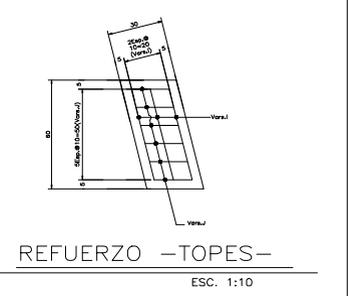
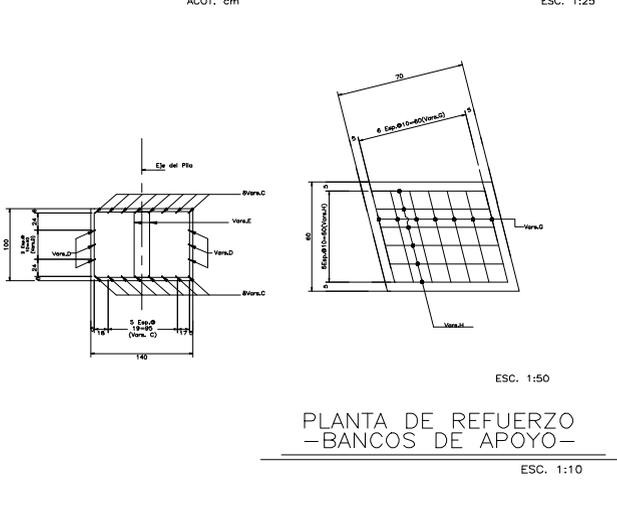
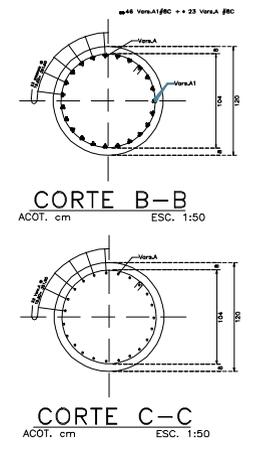
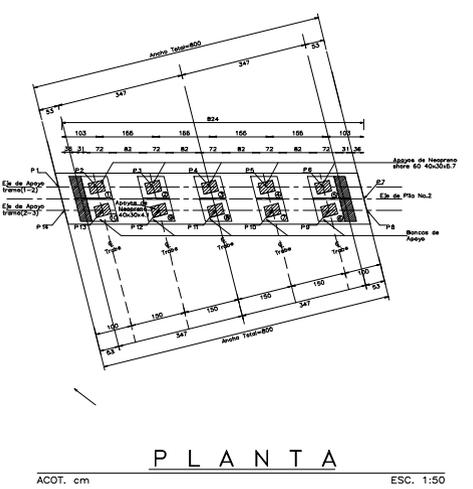
P.I.C: SILVIA ALCANTARA ROJAS

PLANO CABALLETE No. 1 (2/2)
San Juan de Aragón, marzo de 2016/PC06/15-8006



M. A. T. E. R. I. A. S.		LISTA DE CROQUIS		C. A. B. E. Z. A. L.	
LOC. VARS.	DIAL. NUMERO	LONG.	CROQUIS	a	b
A	B C	69	1389	1239	3.569
A1	B C	138	830	620	3.429
B	A C	281	347	104	208
C	B C	16	917	791	587
D	S C	6	714	714	87
E	A C	108	385	80	408
E1	A C	108	385	80	8
F	A C	10	278	141	28
G	A C	70	141	41	98
H	A C	60	151	51	90
I	A C	12	141	41	18
J	E C	24	92	6	36

RESUMEN DE MATERIALES	
Aceros de refuerzo de L.Esp@200kg/cm ²	9,182.0 Kg
Concreto de F'cd=200kg/cm ²	43.02 m ³
Cables, barras y lopes	15.63 m ³
Columnas	43.02 m ³
TOTAL	58.65 m³
Perforación de alambres	23.10 m ²



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

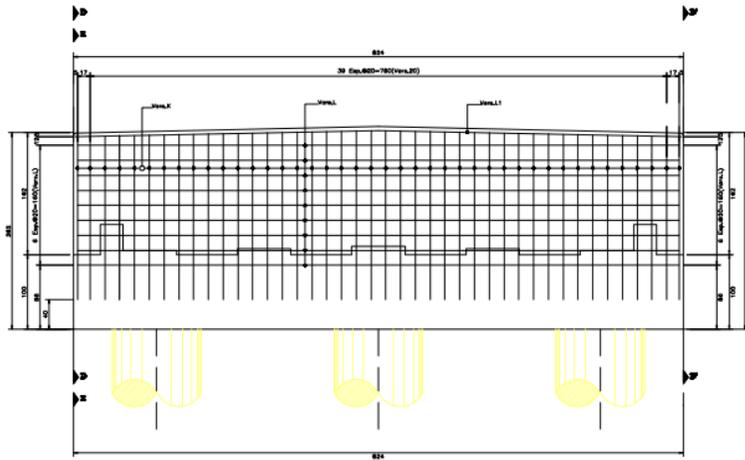
ESTRUCTURA: P.I.V "SIN NOMBRE"

TESIS PROFESIONAL:
ANÁLISIS Y DISEÑO DEL P.I.V. "SIN NOMBRE" EN EL KM 15+640.00 DEL LRAMIENTO SUR DE REYNOSA, TAMAULIPAS

Carretera: Libramiento Sur Reynosa
Tramo: Libramiento Sur Reynosa km: 15 + 640.00
Origen: Prof. Aut. Matamoros-Reynosa

P.I.C: SILVIA ALCÁNTARA ROJAS

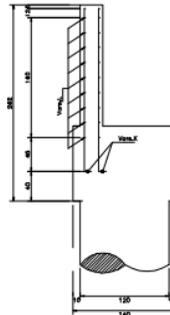
PLANO PILA No. 2
San Juan de Aragón, marzo de 2015/PP207/11-R007



REFUERZO - DIAFRAGMA

ACOT. cm

ESC. 1:25



CORTE E-E REFUERZO DEL DIAFRAGMA

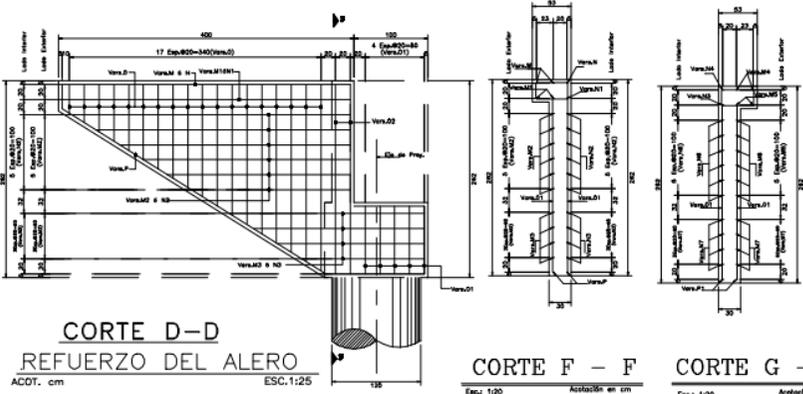
ACOT. cm

ESC. 1:25

MATERIALES										
LISTA DE VARILLAS										
LOC.	VARIL.	DIAL.	NUMERO	LONG. TOTAL	CROQUIS			a	b	PIEDO (CM)
TEJO PLASTONES										
A	E	C	68	1200				1926	22	3406
A1	E	C	138	600				600	-	3432
B	E	C	261	347				104	10	806
C	E	C	16	917				791	40	387
U	E	C	6	714				714	-	87
E	A	C	106	385				80	80	408
E1	A	C	100	385				80	80	6
CABEZAL										
F	A	C	10	276				141	60	26
BANCO Y PISO										
G	A	C	30	141				41	41	49
H	A	C	30	151				51	41	45
I	A	C	6	141				41	41	9
J	E	C	12	80				6	26	25
DEFINICION										
K	A	C	3400	M=269 DE DE=80 DE=18				M=220 m=13 DE=18	40	210
L	A	C	14	814				814	-	114
L1	A	C	2	820				820	-	17

MATERIALES										
LISTA DE VARILLAS										
LOC.	VARIL.	DIAL.	NUMERO	LONG. TOTAL	CROQUIS			a	b	PIEDO (CM)
M	D	C	2	390				390	-	12
M1	A	C	2	390				390	-	8
M2	A	C	2	390				390	-	21
M3	A	C	2	390				390	-	9
M4	A	C	2	390				390	-	12
M5	A	C	2	390				390	-	8
M6	A	C	2	390				390	-	21
M7	A	C	2	390				390	-	9
N	D	C	2	431				384	30	14
N1	D	C	2	431				384	30	14
N2	D	C	2	431				384	30	34
N3	D	C	2	431				384	30	14
N4	D	C	2	431				384	30	14
N5	D	C	2	431				384	30	34
N6	D	C	2	431				384	30	14
N7	D	C	2	431				384	30	14
O	A	C	2	300				M=230 m=23 DE=18	11	126
O1	A	C	10	249				81	11	29
O2	A	C	4	573				243	11	33
P	A	C	2	585				419	134	12
P1	A	C	2	586				419	134	12
P2	A	C	9	321				80	41	20
P3	A	C	9	227				80	87	21

RESUMEN DE MATERIALES		
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
ACERO DE 600. L.E. 3 4200 kg/m ² (en columna)	7305.0	kg
ACERO DE 600. L.E. 3 4200 kg/m ² (en columna)	22443.0	kg
CONCRETO F'c = 250 kg/cm ² (en columnas)	8.7	m ³
PERFORACION PARA PUESTA DE 120 Ø	22.8	m ²



CORTE D-D

REFUERZO DEL ALERO

ACOT. cm

ESC. 1:25

CORTE F - F

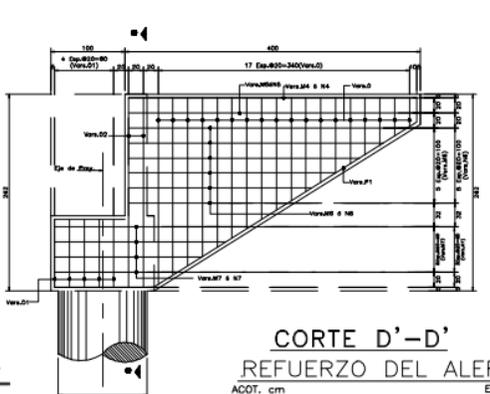
Esc. 1:20

Acotación en cm

CORTE G - G

Esc. 1:20

Acotación en cm



CORTE D'-D'

REFUERZO DEL ALERO

ACOT. cm

ESC. 1:25

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

ESTRUCTURA: P.I.V "SIN NOMBRE"

<p>TESIS PROFESIONAL: ANÁLISIS Y DISEÑO DEL P.I.V. "SIN NOMBRE" EN EL KM 15+840.00 DEL LIBRAMIENTO SUR DE REYNOSA, TAMAULIPAS</p>	<p>Carriera: Libramiento Sur Reynosa Temas: Libramiento Sur Reynosa km: 15 + 840.00 Origen: Prof. Aut. Matamoros-Reynosa</p>
--	---

P.I.C: SILVIA ALCÁNTARA ROJAS **PLANO CABALLETE No. 3 (2/2)**

San Juan de Aragón, marzo de 2015/PC509/13-3009

