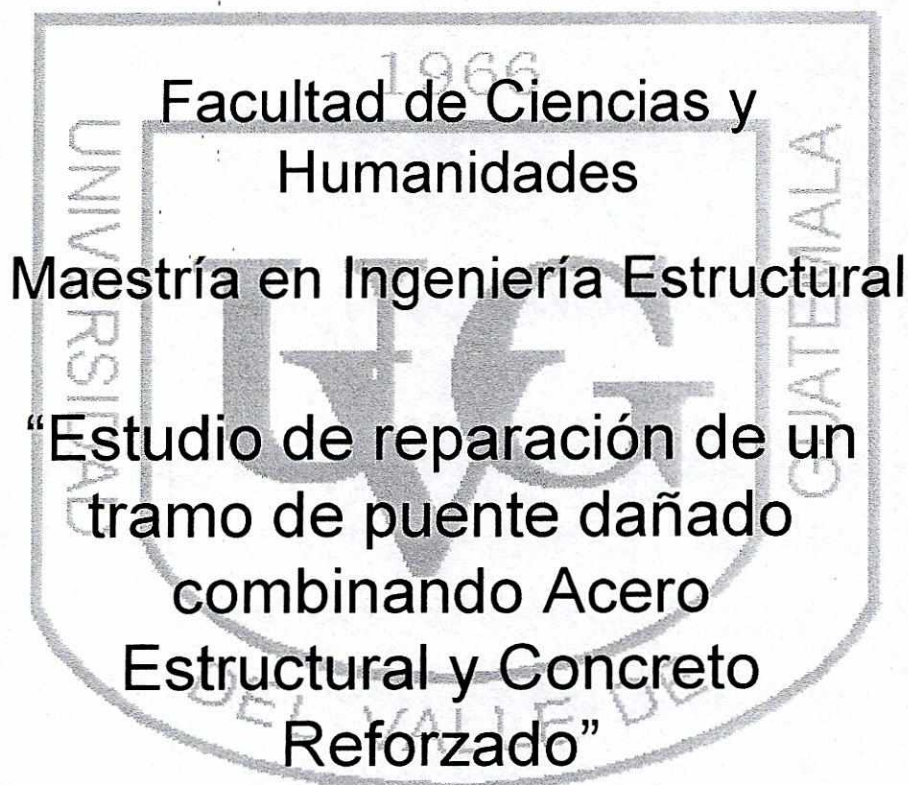


Estudio de reparación
de un tramo de puente
dañado combinando
Acero Estructural y
Concreto Reforzado

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA



Trabajo de investigación presentado
para optar al grado de Maestría en
Ingeniería Estructural

por

Mario Estuardo Molina Marroquín

Guatemala 2002



Aprobado:

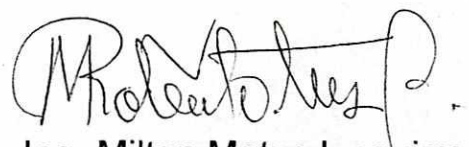


Ing. Milton Matus Izaguirre

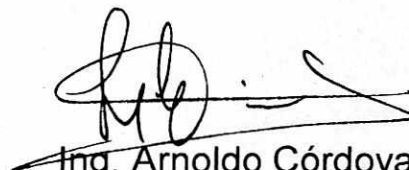
Tribunal Examinador:



Ing. Franklin Matzdorf Monroy



Ing. Milton Matus Izaguirre



Ing. Arnoldo Córdova Mejía

Fecha de aprobación : 22 de octubre de 2002

PREFACIO

El trabajo en equipo es hoy en día la herramienta principal para el desarrollo de cualquier proyecto, nuestro estudio comprende esta interacción entre especialistas de otras ramas de la ingeniería civil y la ingeniería estructural, para solucionar problemas de puentes con tramos dañados, lo cual nos dará un producto final de buena calidad y en tiempo razonable.

Para el desarrollo de la presente investigación fue necesario la colaboración de empresas que intervinieron en la generación de soluciones para este tipo de problemas en nuestro caso fue importante el aporte realizado por la empresa Cotecasa, quién estuvo a cargo de varias fases del estudio, facilitándonos información de su equipo de consultores, por lo cual queremos hacerle un agradecimiento especial.

El asesor de este trabajo, se dio la tarea de visitar el punto de estudio, aun cuando el mismo está retirado de la capital, para conocer y aportar a los procesos estructurales su conocimiento; su participación fue muy importante para la elaboración del presente estudio, lo cual es de mucho valor para el desarrollo del tema. Agradecemos al ingeniero Milton Matus por su aporte.

Debemos notar las limitaciones de este tipo de estudios, que se muestran en algunos puentes construidos hace muchos años, en los cuales los códigos vigentes no aprueban en su totalidad los criterios de diseño, por lo cual es necesario hacer una investigación profunda, cuando se realice una reparación de un tramo dañado de los puentes en mención.

CONTENIDO

		Páginas
PREFACIO		iv
CONTENIDO		v
LISTA DE CUADROS		vi
LISTA DE GRÁFICOS		vii
LISTA DE FOTOGRAFÍAS		viii
RESUMEN		ix
Capitulos		
I	INTRODUCCIÓN	1
II	ESTUDIO COMPONENTES DEL DISEÑO Y FORMULACIÓN	3
III	CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA REPARACIÓN DEL PUENTE.....	33
IV	DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN	37
V	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	44
VI	BIBLIOGRAFÍA.....	47
VIII	ANEXOS	
	Anexo 1 cuadros	48
	Anexo 2 fotografías	58
	Anexos 3 memoria de calculo	71
	Anexo 4 gráficos y figuras	87

LISTA DE CUADROS

Cuadro		Página
1.	Precipitación máxima en 24 horas interpolada para la zona en estudio	49
2.	Estimación de los caudales probables.....	49
3.	Clasificación de suelos.....	50
4.	Selección del número de escurrimiento.....	50
5.	Valores de lluvia máxima para la duración efectiva	51
6.	Valores de lluvia máxima efectiva.....	51
7.	Caudales máximos probables estimados por el método del hidrograma unitario triangular.....	51
8.	Tirantes de agua máximos probables, caudales por método del hidrograma unitario triangular.....	52
9.	Tirantes de agua máximos probables, caudales por método regional.....	52
10.	Lista de gastos de alturas de tirantes de agua(Q) en metros cúbicos por segundo Y (T) en metros.....	53
11.	Valores de las Lluvias Máximas de 24 horas reducida para duración efectiva 5.10 horas - milímetros.....	53
12.	Lluvia máxima efectiva para duración efectiva de 5.10 horas - milímetros.....	54
13.	Valores de los caudales máximos probables estimados..	54
14.	Factores adimensionales.....	54
15.	Valores estimados de los caudales máximos para el río CUILCO hasta el sitio del puente.....	55
16.	Ubicación de materiales encontrados en el punto de muestreo estudio geotécnico.....	55
17.	Perfil estratigráfico- estudio geotécnico.....	56
18.	Cuadro descriptivo de las condiciones físicas de las estructuras.....	56
19.	Resumen ejecutivo del estudio del suelo y las cimentaciones.....	57

LISTA DE GRAFICOS

grafico		Página
1	Resultados numéricos del análisis estructural computarizado	88-91
2	Resultados de laboratorio suelos para la clasificación de materiales, graduación y límites de consistencia	92-93
3	Curva de relación entre lluvia total y lluvia en exceso para diferentes números de escurrimiento del estudio hidrológico	94
4	Curva de frecuencias de avenidas máximas para análisis regional	95
5	Distribución de frecuencias log normal para la región hidrológica en estudio análisis probabilístico	96
6	Distribución de frecuencias Gumbel región hidrológica en estudio	97
7.	Curva de variación de P1/ P24 Observatorio Nacional	98
8.	Curva de relación entre caudal y altura del tirante hidrológico	99
9.	Plano de topografía especial de puentes para río Quilco	100
10	Plano de diseño armadura Acero Estructural puente sobre el río Quilco	101
11.	Plano de diseño superestructura y sub estructura puente sobre el río Quilco	102
12.	Plano elementos armadura y uniones en acero estructural Puente para el Quilco	103
13	Grafica de resistencia del suelo contra propundidad, puente sobre el río Quilco	104
14	Figura 1, perfil del rio con alturas probables de tirantes para periodos de diseño de 10, 25 y 50 años puente sobre el rio Quilco	105
15	Figuras 2 y 3 , detalles de reparación estructural puente sobre el río Quilco	106
16	Figura 4 , detalles de soporte para conservar pilas y superestructura puente sobre el río Quilco	107
17	Figura 5 , análisis de fuerzas componentes hacia el estribo y las pilastras, puente sobre el río Quilco	108
18	Figura 6 , diagramas de fuerzas de estribo y pila central puente sobre el río Quilco	109

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Puente sobre río Cuilco

Fotografía		Página
1	Junta de armadura de concreto con apoyo de tramo dañado rio abajo, vista interior	59
2	Junta de armadura de concreto con apoyo que sufrió asentamiento rio arriba, vista exterior	59
3	Pilastra central agregada posterior a la construcción.....	60
4	Junta de apoyo pilastra central no dañada.....	60
5	Vista panorámica longitudinal.....	61
6	Vista tramo central armadura de concreto.....	61
7	Vista panorámica longitudinal rio arriba.....	62
8	Vista panorámica longitudinal rio abajo.....	62
9	Vista panorámica Estribo convertido en pila central.....	63
10	Localización de asentamiento longitudinal al puente.....	63
11	Estribo convertido en pila que sufrió asentamiento.....	64
12	Vista general del asentamiento de estribo convertido en pila.....	64
13	Falla local en apoyo de armadura de concreto.....	65
14	Vista inferior de armadura de concreto superestructura.....	65
15	Asentamiento transmitido a superestructura por pila estribo.....	66
16	Desplazamiento transversal de superestructura por daño	66
17	Vista sobre rodadura de asentamiento diferencial	67
18	Desplazamiento y falla de barandal tramo dañado.....	67
19	Vista lateral de rodadura dañada.....	68
20	Vista general de barandal.....	68
21	Vista panorámica parte inferior de armadura de concreto.....	69
22	Elevación de superestructura tramo dañado	69
23	Vista isométrica superestructura dañada.....	23
24	Vista lateral superestructura dañada.....	24

RESUMEN

El presente trabajo realiza un estudio de un puente con un tramo dañado y que puede ser reparado, ya que el daño se dio por no tomar en cuenta los parámetros indicados por las ciencias de la ingeniería que van íntimamente ligados con el diseño de este tipo de estructuras, tal como la hidrología y la geotecnia. En el presente estudio se combina de una manera efectiva el acero estructural, quien nos provee versatilidad en la reparación. Para el desarrollo del tema se emplea el ejemplo de reparación de un puente localizado en el departamento de Huehuetenango ya que posee las virtudes para mostrarnos la forma adecuada para realizar las reparaciones en una forma consistente y segura, generando sistemas prácticos para los profesionales de la ingeniería estructural.

I

INTRODUCCIÓN

Los estudios para el diseño y formulación de estructuras de puentes son hoy en día muy solicitados para los profesionales de la ingeniería Civil.

Por muchos años estas obras eran diseñadas por instituciones estatales, tales como la Dirección General de Caminos y la Dirección General de Obras Públicas. Las mismas generaban los diseños utilizados en la construcción, que también eran realizados por ellos mismos; los profesionales se especializaban mediante el estudio de los procesos directos y algunos eran llevados a tomar cursos en otros países; estos procesos eran comunes entre la década del 70 y 80. Debido a la demanda para la elaboración de proyectos por parte de las municipalidades del país y a la descentralización, las instituciones no se dieron abasto para cumplir con los tiempos de entrega del diseño y la construcción en los períodos de ejecución presupuestaria de las mismas, por lo que las municipalidades comenzaron a hacerse cargo de obras por su cuenta, algunas bien asesoradas y otras deficientemente, lo que dió lugar a obviar procedimientos de diseño importantes para el buen desempeño de estas obras ingeniería, considerando el alto costo de inversión que conllevan. Algunos de los puentes diseñados con poco conocimiento de las ciencias de ingeniería, fueron dañados en menos de 5 años, que es un período de diseño bastante reducido, por lo que los diseñadores necesitan procedimientos alternativos para la reparación de los mismos proveyendo funcionalidad y durabilidad, y así poder recuperar parte de la inversión ya realizada.

La ingeniería estructural, dado el papel tan importante que juega hoy en día en toda obra de infraestructura, es la indicada para proponer estos sistemas de reparación y así generar soluciones técnicamente factibles a puentes con daños, y proveer los criterios confiables en las nuevas obras de infraestructura a fin de minimizar los riesgos de daños irreparables.

Hoy en día como todo país en crecimiento que aprovecha los recursos disponibles, estas instituciones dejaron de hacer este tipo de estudios y se dedicaron solamente a la supervisión de los mismos, debido a la eficiencia comprobada de la iniciativa privada, tanto para el diseño como la para construcción de este tipo de obras de infraestructura. Los diseños de puentes son licitados públicamente, ya que las instituciones que antes se encargaban de ellos han pasado a ser administradores de recursos, asimismo la construcción es realizada por la iniciativa privada.

El presente estudio presenta un procedimiento alternativo para la reparación de puentes, tomando como base un puente con daño localizado en el Departamento de Huehuetenango sobre el río Cuilco de 102 metros de largo, en donde demolerlo y hacerlo de nuevo sería oneroso que no aprovecharía los elementos que están en buen estado; la reparación sería lo procedente en este caso y de beneficio común. El sistema de reparación presenta el uso de acero estructural que es un material muy versátil para el manipuleo y transporte, lo que permite que sea velozmente habilitado proveyendo gran capacidad resistente a las cargas solicitadas.

Este documento presentará a la vez las ciencias de ingeniería, que apoyan y dan criterios adecuados para dimensionar los elementos de puentes, ciencias tales como la Geotécnica y la Hidrología, asimismo otras ciencias que encierran las técnicas topográficas para conocer las condiciones físicas del sistema. Enfocaremos el uso de los manuales existentes considerados como válidos para el desarrollo del diseño estructural como los manuales de diseño de puentes y carreteras Norteamericano conocido como American Association Of State Highways Officials (AASHTO), también el manual del American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC- LFRD o ASD), las normas recomendadas por la Asociación de Ingeniería Estructural de Guatemala (AGIES), el llamado libro azul de la Dirección General de Caminos y otros más que los veremos con el desarrollo del tema.

El presente trabajo, seguro, será de gran beneficio para el país y que ayudará a los profesionales de ingeniería a conocer los aspectos importantes para desarrollar obras de infraestructura de puentes asimismo los criterios de cálculo estructural, utilizando la tecnología existente, tal como el uso de sistemas numéricos computarizados para los cálculos de los esfuerzos de los elementos (rigideces) y el diseño con carga última equivalente conocida en el diseño en concreto y hoy utilizada en el diseño de acero denominada LFRD que es dada a conocer en esta última década substituyendo en gran parte al diseño por esfuerzos de trabajo ASD, ya que debemos estar actualizados con los programas disponibles como herramientas profesionales, que sabemos no substituye el buen criterio de ingeniería, pero nos darán mucha facilidad en el manejo de información optimizando nuestro tiempo de diseño.

II ESTUDIOS COMPONENTES DEL DISEÑO Y FORMULACIÓN

A. Preliminares

1) Levantamiento estructural:

Comprende principalmente la operación física de medición del sistema, tanto los elementos dañados como los que no lo están, la puede realizar personal auxiliar de ingeniería, dibujantes o topógrafos por lo cual se requiere un levantamiento minucioso de los componentes siendo normalmente los siguientes:

- a) Vigas principales (peralte, ancho y largo)
- b) Vigas Secundarias (peralte, ancho y largo)
- c) Columnas (anchos y alto)
- d) Pilastras (diámetro y alto)
- e) Estribo (dimensión de cortina, columnas y viga)
- f) Armaduras (dimensión de elementos verticales, diagonales y horizontales)
- g) Barandales (dimensiones de párales soportantes)
- h) Cubierta asfáltica (alto de mezcla compactada)
- i) Gaviones de protección (alto, ancho, largo)
- j) Deflexiones (alto en varios puntos comenzando por el punto mayor)
- k) Esviaje (ángulo del puente respecto a la horizontal)
- l) Longitud de los rellenos de aproximación al estribo(aproximados)
- m) Profundidad de cimentación (aproximados)
- n) Profundidad del río (punto máximo)
- o) Profundidad de sedimentos lecho del río (aproximado)

Con estos datos se dibujará un croquis para indicar a la cuadrilla de topografía los puntos importantes que debe medir con el fin de contener un plano detallado del área con medidas confiables por medio de aparatos de precisión.

2) Inspección física:

La misma se sugiere se lleve a cabo luego del levantamiento físico, con el fin de tener los elementos dibujados en un croquis que ayudarán al diseñador a considerar las condiciones inerciales de los componentes estructurales, esta

Fase la debe realizar el ingeniero estructural y es importante documentar por medio de fotografías de los sistemas estructurales y los lugares en donde ocurrieron fallas. Sobre el croquis se puede describir en forma preliminar, el tipo de falla que sufrieron elementos componentes, y considerar si procede algún ensayo no destructivo por medio de ultrasonido o rayos X, o bien el muestreo de algún testigo, con el fin de determinar si el elemento puede repararse o debe eliminarse; muchas veces por inspección visual el ingeniero estructural puede determinar si el elemento llegó a esfuerzos que no ameritan su reparación, tal es el caso del puente en estudio en donde se determinaron que las fallas de corte en las armaduras de concreto eran irreparables apoyadas con el estudio de los planos existentes que demostraban que los elementos componentes verticales, diagonales y horizontales, no cumplían con el requisito de tener el acero mínimo necesario por temperatura, por lo cual cualquier reparación sería parcial ya que los elementos estaban expuestos a la vez a otro tipo de fallas.

Es importante documentarse por medio de planos y pláticas, si fuera posible con los alcaldes, constructores u otras personas involucradas en el proceso de diseño o construcción, acerca de las condiciones como se realizaron los procesos; asimismo algunos miembros de la comunidad que estuvieron observando el desarrollo del proceso, quienes ayudarán a conocer mejor el proyecto.

3) Análisis de accesos al puente en estudio.

La inspección física es importante, ya que nos llevará a formular soluciones a los requerimientos específicos de reparación, por lo cual es importante que el ingeniero estructural conozca también el entorno del puente con el fin de determinar si las soluciones planteadas obedecen a los parámetros físicos en una forma eficiente y económica. El estudio de los accesos al proyecto es importante y no deben hacerse a control remoto; esto explica por qué en algunos casos no podemos utilizar elementos prefabricados pretensados ya que en algunos lugares es casi imposible llegar con vigas de

Tamaños Standard (6 metros) porque los caminos son muy angostos con curvas muy pronunciadas horizontal y verticalmente aún cuando estén asfaltadas; el uso de elementos postensados en lugar sería más adecuado en esta situación, o el uso de elementos de acero. En otros casos es importante analizar si es posible hacer llegar al lugar una grúa de gran capacidad para manipular elementos (75 ton. o más) y si los puentes existentes antes de llegar al lugar de trabajo, soportarán las cargas solicitadas por estas grandes máquinas. En el caso del acero si bien es fácil su manejo habrá que evaluar

si es posible realizar soldaduras de alta calidad en lugares en donde las condiciones climatológicas son altamente húmedas que provocarán porosidad en soldaduras realizadas en lugar con posibles fallas futuras, o bien si utilizará elementos prefabricados unidos con pernos con las consideraciones pertinentes para juntas de este tipo. La existencia de ambientes salinos generadores de óxido serán también un desafío en la consideración de la resistencia de los elementos componentes de un puente condiciones que la corroborará en el lugar el consultor

B. Estudio Topográfico

1) Topografía especial de puentes:

Encierra el procedimiento topográfico del levantamiento del área de estudio, en la que indica los componentes del mismo tales como los rellenos de aproximación, estribos, gaviones y otros elementos el puente. El trazo del eje central del puente existente con un estacionamiento bien relacionado es vital para el desarrollo del proyecto por lo cual el ingeniero estructural debe dedicar especial atención para poder referir todos los elementos a reparar según sea la condición encontrada en el lugar

Localizar los entornos en los planos cartográficos 1:50,000, y la búsqueda de referencias antes de las visitas de campo, son de vital importancia para los estudios geotécnicos e hidrológicos tanto en puentes nuevos, como en el caso de la reparación de tramos.

Ya en campo se procederá a realizar una localización con un posicionador por satélite (GPS) que es lo adecuado en nuestro tiempo para conocer las coordenadas totales de la localización del puente en estudio y hacer los análisis correspondientes.

Como observamos, la topografía especial de puentes es el punto de partida para que el ingeniero estructural y su equipo de consultores especializados inicien los estudios pertinentes en el diseño; tanto de un puente nuevo como en la reparación de puentes dañados. En el anexo presentamos un plano de topografía especial de puentes que nos sirve de guía para el análisis en la reparación de puentes dañados; nuestro ejemplo es el puente sobre el río Cuilco, aldea San Gaspar Ixil, Huehuetenango, que estaremos analizando constantemente.

2) Topografía a lo largo del puente.

Como es de notar la topografía especial de puentes encierra el entorno del sistema dentro de un marco referencial en cierta forma reducido ya que representará más o menos 25 metros por lado del eje central del mismo haciendo una franja de estudio de aproximadamente 50 metros de ancho que es lo que generalmente es necesario para la localización de los accidentes locales; en algunos casos especiales, esta franja se puede extender a 100 metros cuando se encuentra en terrenos quebrados y montañosos, o con accidentes que importantes dentro de las áreas de estudio.

La topografía a lo largo del puente es principalmente para estudios hidrológicos ya que se necesita calcular las pendientes de los ríos, para conocer la velocidad esperada en el centro del río el perímetro mojado y la determinación de algunos coeficientes importantes en el estudio de caudales. Normalmente la longitud que debe levantarse topográficamente es determinada por el hidrólogo después de la observación física del área, pero puede estar entre cincuenta y doscientos metros río arriba y río abajo, en muchos caso es importante identificar rocas grandes o estrechamientos a lo largo del río con el fin de conocer efectos de turbulencia que podrían afectar el sistema en estudio. Por lo anterior es importante tomar en cuenta el estudio topográfico en mención.

C. Estudio Hidrológico:

“El estudio hidrológico comprende la ciencia de ingeniería que estudia el ciclo del agua en la naturaleza y la evolución de ella en la superficie de la tierra bajo sus tres estados: gaseoso, líquido y sólido, una de sus ramas principales es consagrada al análisis del Caudal de los cursos de agua”. (Alberto Solórzano, 1981: 1).

La Hidrología necesita el curso de otras ciencias, unas ligadas a la física del globo tales como: la meteorología, la climatología, la geografía física, la geología, la oceanografía etc., Otras más generales como la estadística, la mecánica de suelos, la hidráulica, etc. Originalmente considerada sobre su aspecto descriptivo como una rama de la geografía física, la hidrología se ha convertido actualmente en una técnica importante en la explotación o el control de las aguas naturales”

Para poder comprender ampliamente los conceptos hidrológicos procederemos a analizar el puente dañado, ejemplo de nuestro estudio, el puente sobre el río Cuilco aldea San Gaspar Ixil Huehuetenango.

1) Descripción de la zona de estudios

Es importante describir el área de estudio y las condiciones predominantes en el área, desde el punto de vista de un profesional en hidrología que comprende lo que a continuación estudiaremos de nuestro puente en estudio.

1.1. Localización

Geográficamente la Zona de Estudio se localiza aproximadamente entre los meridianos $91^{\circ} 30$ y $92^{\circ} 00$ de Longitud oeste; y los paralelos $15^{\circ} 00$ y $15^{\circ} 30$ de Latitud Norte.

De acuerdo a la División Política del País, la Zona de Estudio pertenece a la jurisdicción de los municipios de San José Ojetenán, Ixchiguán, Tajumulco, San Lorenzo, Comitancillo, Tejutla, Río Blanco, Sipacate, y San Miguel Buena Vista del Departamento de San Marcos.

Blanco, Sipacate y San Miguel Ixtahuacán, del Departamento de San Marcos; Cabricán Huitán, Sibila, San Carlos Sija y Palestina de los Altos, del Departamento de Quetzaltenango; Santa Bárbara, San Gaspar Ixil, Ixtahuacán, San Rafael Petzal y Malacatancito, del Departamento de Huehuetenango.

Fisiográficamente la Zona de Estudio pertenece a la región fisiográfica de la Cordillera Centroamericana, la cual comprende la Sierra Madre y la Cordillera Central. La Sierra Madre, paralela a la costa del Pacífico, tiene elevaciones de más de 3,000 metros. Ella representa un 12% del área de la República. El altiplano, que se sitúa dentro de la cordillera Central, constituye una región que cubre un 7% del área total de la República. Las elevaciones del el altiplano varían entre los 1,500 y 2,000 metros sobre el nivel del mar, y sus gradientes son variables, con valores medios del orden de 5% a 10%. La sierra de los Cuchumatanes y sus estribaciones (Sierra de Chamá, de Chuacús y de la Minas), cuyas mayores elevaciones superan los 3,600 metros, representan aproximadamente un 20% del área total de la República.

Hidrográficamente La Zona de Estudio pertenece a la cuenca del Río Cuilco la cual se ubica en la vertiente del Golfo de México, en la zona montañosa de la misma.

1.2. Clima

De acuerdo al Mapa Climatológico de Guatemala en la zona de investigación, predomina el clima templado y semifrío, de húmedo a semiseco.

1.3. Topografía

La zona de estudio se caracteriza por ser un área conformada en su totalidad por pendientes inclinadas, ubicada en la zona montañosa de la cuenta del río Cuilco. La elevación máxima es de aproximadamente tres mil seiscientos ochenta y tres metros sobre el nivel del mar (3683 MSNM), y la elevación mínima se aproxima a los mil cuatrocientos metros sobre el nivel del mar (1400 MSNM).

1.4. Geología

Geológicamente, la zona de estudio existe un predominio del área con material geológico de rocas volcánicas sin dividir del período terciario, predominantemente mioplioceno; Incluye tobas, colocadas de lava, material lahárico y sedimentos volcánicos. Le sigue en proporción el área de material de rocas plutónicas sin dividir, incluye granitos y dioritas de edad prepérmico, cretácico y terciario.

1.5. Suelos

De acuerdo a la clasificación de suelos de la República de Guatemala, elaborada por C Simmnoms la zona de estudio, está conformada por los suelos Patzité, Totonicapán, Sinaché, Camanchá y Sacapulas, los cuales se caracterizan por ser en su mayoría desarrollados sobre ceniza volcánica cuya textura en el subsuelo varía de franco arcilloso a arcillosa. Se exceptúan los suelos Sacapulas que son desarrollados sobre una material madre y granito y con una textura franco arenoso, gravoso.

1.6. Uso y cobertura de la tierra

Del estudio del uso del suelo se determinó que toda la zona es eminentemente rural conformada en aproximadamente un setenta y cinco (75%) bosque ralo; el veinticinco por ciento (25%) restante corresponde a cobertura vegetal conformada por matorrales y área cultivada.

2) Hidrología y Meteorología

2.1. Lluvia de la zona de estudio

2.1.1. Características de la lluvia

En función de las características topográficas de la zona de estudio, se puede establecer que el tipo de lluvia que predomina en la misma es el del tipo orográfico típico de las zonas montañosas.

La zona de estudio se encuentra a una distancia relativamente apreciable de las fuentes principales de humedad que son el Océano Pacífico y el Mar Caribe, y no se encuentra directamente expuesta al tránsito de los vientos húmedos de esa procedencia. Existen barreras montañosas importantes que desvían estos vientos y provocan pérdida de humedad por lluvia. Estas cadenas montañosas que se interponen al libre tránsito de los vientos húmedos son: al sur, la cadena de volcanes y al Norte, las montañas de los Cuchumatanes y al nororiente las sierras de las Minas y Chuacus.

El régimen de lluvias está determinado por desplazamientos de la zona de Convergencia Intertropical (ITC) hacia el Norte, que durante el verano las latitudes más altas de Este, se encuentran en su posición Norte más pronunciada. Como consecuencia la región de Centroamérica es transitada por los vientos alisios provenientes del océano Pacífico y del mar Caribe, que dependiendo de la orografía determinan en gran medida el patrón de lluvia. A este sistema se sobrepone el de ciclones y tormentas tropicales que regularmente se forman en el mar Caribe y que por su extensión afectan normalmente en forma indirecta a la región centroamericana. Este tipo de disturbio atmosférico produce lluvias importantes del tipo llamado temporal hacia el final de la época de lluvias en todo el país. Durante la época seca se observa una cantidad menor de lluvia, producto de fenómenos frontales durante el invierno de las latitudes altas del hemisferio Norte o bien de procesos convectivos que se desarrollaron durante la primavera.

El origen de la lluvia en la zona de estudio es predominante orográfico, ya sea por efecto de los vientos alisios o como efecto secundario del tránsito de ciclones y tormentas tropicales por el Caribe. Debido a que la zona se encuentra muy protegida desde el punto de vista orográfico, la zona es de relativa baja cantidad de lluvia.

2.1.2. Lluvias máximas

Debido a la falta de datos de caudales en cuencas grandes y pequeñas con poca o ninguna medición de lluvia y caudal, como ocurre en el presente estudio, en definitiva es necesario recurrir al análisis de lluvia máxima; como por ejemplo, en el cálculo del caudal de diseño, de un sistema de drenaje, para una cuenca pequeña, generalmente es necesario determinarlo en función de datos de precipitación de una intensidad dada.

2.1.3. Lluvia máxima en 24 horas

Como ya se mencionó la lluvia máxima se obtuvo a través de la interpolación en los mapas de lluvia máxima en 24 horas para la República de Guatemala tomados del Estudio del análisis de la precipitación máxima en 24 horas para la República de Guatemala, publicado en mayo de 1,980 por el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología INSIVUMEH.

Los datos de lluvia máxima en 24 horas interpolados para la zona de estudio se presentan en el cuadro No. 1. (*vid.* anexo 1)

3) Estimación de los caudales probables

Para determinar caudales de crecida cuando se carece de registros o los mismos son deficientes o de períodos diferentes es necesario recurrir a métodos aproximados que puedan ser utilizados en obras de diseño.

Se utilizaron dos métodos diferentes para cálculo de caudales, cada uno de los cuales se describe a continuación.

3.1. Metodología utilizada

Los métodos utilizados fueron los siguientes:

- El Método regional de frecuencias de Avenidas
- Hidrograma Unitario Triangular

3.1.1 Método Regional

Uno de los métodos utilizados en el presente estudio fue el método regional. El método regional se basa en una regionalización de frecuencia de crecidas máximas para la república de Guatemala, llevada a cabo en la Tesis de Ingeniería Civil “Análisis regional de frecuencia de avenidas Máximas para la república de Guatemala” (1986), cuya utilización depende en primera instancia de una curva envolvente regional de crecidas para la determinación de un caudal medio de crecida regional, determinándolo de acuerdo a una fórmula en función del área de la cuenca cuya expresión matemática es de la forma:

$$Q_{MED} = C \times A^a$$

Donde

Q_{MED} = Caudal medio de crecida en metros cúbicos por segundo

A = Área de la cuenca en kilómetros cuadrados

C = Coeficiente que depende de las características físicas de las cuencas.

a = exponente

Asimismo la aplicación del método depende de una curva regional de Frecuencia de crecidas, obtenida del ajuste de los caudales adimensionales de la región, resultantes de la relación Caudal Máximo Instantáneo Anual dividido el Caudal Medio Regional, a una distribución de frecuencias Log-normal y de Gumbel, que se presentan en el anexo, con la cual es posible determinar un factor, que al multiplicarlo por el caudal de crecida medio regional determinado, en función del área de la cuenca, permite estimar el caudal máximo probable de crecida para un período de retorno establecido.

El método divide el país en siete regiones hidrológicas, correspondiendo para la cuenca del río Cuilco la región cuatro.

Los caudales estimados por este método se presentan en el cuadro No. 2 (vid. anexo 1)

- El Método regional de frecuencias de Avenidas
- Hidrograma Unitario Triangular

3.1.1 Método Regional

Uno de los métodos utilizados en el presente estudio fue el método regional. El método regional se basa en una regionalización de frecuencia de crecidas máximas para la república de Guatemala, llevada a cabo en la Tesis de Ingeniería Civil “Análisis regional de frecuencia de avenidas Máximas para la república de Guatemala” (1986), cuya utilización depende en primera instancia de una curva envolvente regional de crecidas para la determinación de un caudal medio de crecida regional, determinándolo de acuerdo a una fórmula en función del área de la cuenca cuya expresión matemática es de la forma:

$$Q_{MED} = C \times A^a$$

Donde

Q_{MED} = Caudal medio de crecida en metros cúbicos por segundo

A = Área de la cuenca en kilómetros cuadrados

C = Coeficiente que depende de las características físicas de las cuencas.

a = exponente

Asimismo la aplicación del método depende de una curva regional de Frecuencia de crecidas, obtenida del ajuste de los caudales adimensionales de la región, resultantes de la relación Caudal Máximo Instantáneo Anual dividido el Caudal Medio Regional, a una distribución de frecuencias Log-normal y de Gumbel, que se presentan en el anexo, con la cual es posible determinar un factor, que al multiplicarlo por el caudal de crecida medio regional determinado, en función del área de la cuenca, permite estimar el caudal máximo probable de crecida para un período de retorno establecido.

El método divide el país en siete regiones hidrológicas, correspondiendo para la cuenca del río Cuilco la región cuatro.

Los caudales estimados por este método se presentan en el cuadro No. 2 (*vid.* anexo 1)

3.1.2. Método del Hidrograma Unitario Triangular

Cuando en la zona en estudio no se dispone de registros de lluvia y escurrimientos, se puede inferir un hidrograma unitario a partir de las características físicas.

Si se cuenta con poca información y no se requiere precisar la forma del hidrograma de escurrimiento, se puede utilizar el hidrograma unitario triangular (HUT). Para definirlo únicamente se requiere conocer las características físicas de la cuenca o área de drenaje.

Para la utilización de este método se hace uso de la siguiente fórmula:

$$Q_p = 0.208 \times A/T_p$$

Donde

Q_p = gasto máximo, en metros cúbicos/segundo/milímetro de lluvia máxima efectiva.

A = área del drenaje, en kilómetros cuadrados

T_p = tiempo pico, en horas

El tiempo pico se obtiene con la expresión

$$T_p = 0.5d_e + TR$$

Donde

T_p = tiempo pico en horas

d_e = duración efectiva de la tormenta que produce el hidrograma, en horas.

TR = tiempo de retraso TR se estima como:

$$TR = 0.6t_c$$

Donde

t_c = tiempo de concentración, en horas.

Para cuencas grandes, si no se conoce la duración efectiva d , puede estimarse a partir de la expresión.

$$d_e = 2 \times t_c^{1/2}$$

Donde

d_e = duración de la lluvia efectiva

t_c = tiempo de concentración

Tiempo de concentración

Para determinar el tiempo de concentración de la cuenca, se utiliza la fórmula denominada de Kiprich

$$t_c = (0.866L^{3/H})^{0.385}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración en horas

H = Diferencia de altura entre los puntos más alto y más bajo del cauce principal en metros.

L = Longitud del cauce principal en kilómetros.

Como el método, se utiliza en cuencas no aforadas y con poca información de lluvias máximas, su utilización requiere la generación de tormentas sintéticas, pudiendo utilizarse la lluvia máxima en 24 horas interpolada y que se presenta en el cuadro No. 1. (*vid.* anexo 1)

3.1.2. Determinación de la lluvia efectiva

El United States Soil Conservation Service ha propuesto un criterio para determinar la lluvia efectiva en función de la precipitación total, el uso del suelo, su tratamiento y su composición.

3.1.3 Descripción del método.

- Utilizando los datos de los cuadros No. 3 y 4 (*vid.* anexo 1) de este estudio, se determina el valor del factor N que toma en cuenta el uso del suelo y el

tipo de suelo (desde arenoso A hasta arcilloso D). Para condiciones de escurrimiento compuesto, se deberá determinar un número de escurrimiento pesado, considerando el área total unitaria.

- Con el valor definitivo de N y la lluvia máxima total (P) para la duración efectiva en centímetros, se utiliza el diagrama que se presenta en la figura No. 1 de este informe y se obtiene el valor de la altura de lluvia máxima efectiva en centímetros.

Para la obtención de la lluvia máxima efectiva se utilizaron los valores de lluvia máxima en 24 horas obtenidos de la interpolación regional, tomadas del cuadro No. 1. (*vid.* Anexo 1)

En virtud de que la lluvia máxima interpolada corresponde al período de 24 horas es necesario por lo tanto evaluar las alturas de este tipo de lluvia para períodos más cortos, que al utilizar este método correspondiente a la duración de lluvia efectiva obtenida por el mismo para diferentes períodos de retorno, para ello en el anexo de este estudio. Se presenta la curva de la relación de la variación precipitación máxima en 24 horas para períodos más cortos, con la que se obtiene un factor que al multiplicarlo por la lluvia máxima, permite deducir el valor de la lluvia máxima para cualquier duración menor a 24 horas, relación gráfica que fue tomada del estudio “Análisis de la Precipitación Máxima en 24 Horas para la República de Guatemala” elaborado por el INSIVUMEH EN 1980.

Los valores de la lluvia máxima para la duración efectiva obtenida se presentan en el cuadro No. 5. (*vid.* Anexo 1)

Los valores de la lluvia máxima efectiva obtenida, se presentan en el cuadro No. 6. (*vid.* Anexo 1)

4) Estimación de caudales y tirantes máximos probables

Los caudales estimados por esta metodología se presentan en el cuadro No. 7. (*vid.* Anexo 1)

4.1. Estimación de caudales.

Se estimaron los caudales de diseño utilizando la metodología descritas en el numeral anterior.

4.2. Estimación de los tirantes de agua

Para la cuenca en estudio, una vez estimados los caudales máximos probables haciendo uso de los procedimientos descritos en el numeral 4, se evaluaron los niveles máximos que pueden alcanzarse, a través del análisis hidráulico utilizando la fórmula de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} \times (A \times R^{2/3} \times S^{1/2})$$

Donde:

Q = Caudal máximo = Rugosidad

A = Área de sección transversal de la corriente.

R = Radio hidráulico de la sección transversal

S = Pendiente hidráulica.

Si se expresa la fórmula anterior de la siguiente forma:

$$(Q \times n) / S^{1/2} = A \times R^{2/3}$$

Entonces, el término de la derecha dependerá únicamente de las características de la sección transversal y si se expresa en función del tirante de agua a partir del fondo como se indica en el gráfico No. 8 (*vid.* Anexo 3) es posible estimar para diferentes valores del nivel de agua las correspondientes áreas y radios hidráulicos para obtener también diferentes valores de $A \times R^{2/3}$.

Los valores de las alturas de los tirantes de agua y sus correspondientes valores de $A \times R^{2/3}$ se ajustan a una función matemática, a través de un análisis de regresión simple, utilizándose la función con más alto coeficiente de correlación, que para el presente informe resultó ser la función Potencial del tipo:

$$Y = A \times X^B$$

Donde

Y = Altura máxima de agua (tirante)

$X =$ al valor de $A \times R^{2/3}$

A, B son constantes.

Una vez determinada la ecuación de la función potencial correspondiente a cada sección transversal de drenaje mayor y haciendo uso de la relación anterior se procedió a estimar la altura del tirante de agua producido por los caudales máximos estimados, en los puntos de observación de cada sección transversal, para los períodos de retorno especificados.

Para la cuenca, en el punto de observación seleccionado se determinó la pendiente promedio (S) de la corriente natural en un tramo de longitud aceptable.

De acuerdo a las características del cauce se determinó el coeficiente de rugosidad del lecho y paredes en base a los datos tomados de la referencia

4.2 Tirantes máximos

Los tirantes máximos probables obtenidos utilizando los caudales estimados por la metodología ya descritas se presentan en los cuadros Nos. 8 y 9.(*vid.* Anexo 1)

En el grafico 13 (*vid.* Anexo 4) se presenta la explicación en detalle sobre estimación de las alturas de los tirantes máximos probables de agua.

4.3. Caudales y tirantes finales recomendados

Para la determinación de los caudales máximos probables recomendados, se promediaron los valores de caudales máximos probables por los dos métodos utilizados, para posteriormente obtener los tirantes máximos probables correspondientes.

Como margen de seguridad es conveniente que la parte inferior de cualquier superestructura esté un metro más arriba del tirante de aguas altas estimada para las distintas frecuencias de ocurrencia.

Los caudales y tirantes máximos probables recomendados se presentan en el cuadro No. 10. (*vid.* Anexo 1)

4.4. Consideraciones hidrológicas de la cuenca en estudio

Del análisis de reportes y recomendaciones de estudios específicos realizados por consultores especializados hacemos la descripción de los procedimientos de cálculo de un caso particular. Tal y como lo hemos venido realizando estudiaremos las recomendaciones hidrológicas para la reparación del puentes con nuestro ejemplo principal del puente sobre el río Cuilco.

4.4.1. Procedimientos para el cálculo caudales y tirantes de diseño

Como se mencionó anteriormente los métodos utilizados para estimación de los caudales máximos probables, fueron los siguientes:

- El Método Regional
- El Método del hidrograma unitario U.S.B.R.

A manera de ilustración de las metodologías mencionadas se presenta el procedimiento de estimación de los caudales máximos probables para el área de drenaje del río Cuilco, hasta el sitio del puente en San Gaspar Ixchil utilizando el método del Hidrograma Unitario Triangular U.S.B.R.

Río Cuilco hasta el sitio del puente en San Gaspar Ixchil, método del Hidrograma Unitario U.S.B.R.

Como se mencionó con anterioridad, para la obtención de los caudales máximos probables el método ha utilizado la siguiente expresión:

$$Q_p = 0.208 \times A/PTT$$

Donde

Cpu = Caudal pico unitario, en metros cúbicos por segundo por milímetro.

A = Área de drenaje de la cuenca, en kilómetros cuadrados.

Tp = Tiempo pico, en horas.

$$T_p = 0.5d + TR$$

Donde

T_p = tiempo de pico, en horas

d = duración efectiva de tormenta, en horas

T_R = tiempo de retraso, en horas

El tiempo de retraso T_R se estima como:

$$T_R = 0.6 T_c$$

Donde

T_c = tiempo de concentración del área de drenaje, en horas.

Entonces finalmente

$$T_p = 0.5d + 0.6T_c$$

$$d = 2 \times (T_c)^{1/2}$$

4.4.2. Aplicación con datos de la cuenca

Datos:

Area drenaje: 1,152.00 kilómetros cuadrados

Longitud del cauce más largo (L) = 70.0 kilómetros

Altura máxima del cauce más largo = 3,683.00 metros

Altura mínima de cauce más largo = 1,400.00 metros

Estimación del tiempo de concentración del área de drenaje:

Utilizando la fórmula:

$$T_c = (0.866L^3/H) 0.385$$

T_c = tiempo de concentración en horas

L = longitud del cauce más largo hasta el punto de salida en kilómetros.

H = diferencia de elevación entre el punto más alto del cauce y el punto de salida en metros.

Para el caso del área de drenaje del río Cuilco hasta el sitio del puente en San Gaspar Ixchil el tiempo de concentración a través de la fórmula descrita equivale a:

$$t_c = (0.866 \times (70.0)^{3/2} / 2,283.00) \times 0.385 = 6.5 \text{ horas}$$

Duración efectiva

$$d_e = 2 \times (T_c)^{1/2} = 2 \times (6.5)^{1/2} = 5.10 \text{ horas}$$

Tiempo de retraso:

$$T_R = 0.6 T_c$$

$$T_R = 0.6 \times 6.5 = 3.90 \text{ horas}$$

Estimación del tiempo de pico:

$$T_p = 0.5d + 0.6T_c$$

$$T_p = 0.5 \times 5.10 + 0.6 \times 6.5 = 6.45 \text{ horas}$$

Estimación del Caudal Pico Unitario

Aplicando la fórmula:

$$Q_p = 0.208 \times A / T_p$$

$$Q_p = 0.208 \times 1,152.00 / 6.45 = 37.15 \text{ metros cúbicos/segundo/milímetros.}$$

Dejando 37.00 M³/segundo.

4.4.3. Caudales de diseño con datos de la cuenca

Una vez determinada la duración de lluvia efectiva para el hidrograma unitario obtenido con los datos de lluvia máxima disponibles en la zona, se estimaron los caudales máximos probables para períodos de retorno de 50, 25 y 10 años, multiplicando el caudal máximo del Hidrograma unitario (en metros cúbicos/segundo/milímetros) por las precipitaciones máximas seleccionadas (en milímetros) para los diferentes períodos de retorno ya especificados y para la duración de lluvia efectiva ya determinada.

Como ya se mencionó anteriormente, la lluvia máxima de diseño para la aplicación de esta metodología, se obtuvo utilizando los datos de la interpolación regional de lluvia máxima en 24 horas, para períodos de retorno de 50, 25 y 10 años del estudio sobre el análisis de la precipitación máxima en 24 horas para la República de Guatemala.

De la misma manera, como ya se mencionó, las lluvias máxima efectivas de diseño se obtuvieron, primeramente reduciendo las precipitaciones máximas de 24 horas a valores de lluvia máxima para la duración efectiva estimada de 5.10 horas, multiplicándolas por un factor obtenido a través de la curva del Anexo, que para este caso se estimó en 0.70, presentándose los valores reducidos de precipitación máxima en 24 horas en el cuadro No. 1, para enseguida convertirlos en lluvia máxima efectiva o eficaz utilizando la metodología mencionada.

De acuerdo a los datos de uso y cobertura de la tierra y de los tipos de suelo y haciendo uso de los cuadros Nos. 2 y 3 se determinaron para el área de drenaje estudiada un valor pesado de $N = 82$.

Utilizando la tabla de relación entre la lluvia total y la lluvia de exceso para diferentes números de escurrimiento se determinan los valores de las lluvias máximas efectivas medias, para una duración efectiva de 5.10 horas, las cuales se presentan en el cuadro No. 11. (ver Anexo 1)

PMEF : lluvia máxima efectiva para duración efectiva de 5.10 horas milímetros.

Ejemplo de estimación:

Caudal máximo probable para un período de retorno de 50 años.

$$Q_{\max} = Q_{\text{MAXUNITARIO}} \times \text{PMEF}_{5.10/50}$$

$$Q_{\max} = 37.0 \times 63.0 = 2,331.0 \text{ metros cúbicos/segundo.}$$

REFERENCIAS:

$$Q_{\max} = \text{Caudal máximo probable (metros cúbicos/segundo)}$$

$$Q_{\text{MAXUNITARIO}} = \text{Caudal máximo unitario. (Metros cúbicos/segundo/milímetros)}$$

PMEF5.10 /50 = lluvia máxima media para duración efectiva de 5.10 horas para un período de retorno de 50 años.

Los valores de los caudales máximos probables estimados utilizando esta metodología se presentan en el cuadro No. 13. ((*vid.* Anexo 1)

4.4.4. Aplicación método regional

DATOS CON QUE SE CONTÓ PARA LA ESTIMACIÓN DE LOS CAUDALES MAXIMOS PROBABLES A TRAVÉS DEL MÉTODO.

Área de drenaje: 1,152.00 kilómetros cuadrados, obtenidos del mapa fisiográfico escala 1:500,000 del “Atlas Físico de las Cuencas de los Ríos Internacionales entre México y Guatemala” de la Comisión Internacional de Límites y Aguas entre México y Guatemala en 1,987.

4.4.5. Obtención del caudal medio.

Con el área de drenaje determinada para el río Cuilco hasta el sitio del puente a la altura de San Gaspar Ixchil utilizando la figura 1 del Anexo 1 se obtuvo el caudal medio de la misma cuyo valor corresponde a:

$Q_{\text{medio}} = 317.90$ metros cúbicos/segundo.

4.4.6. Obtención de los caudales adimensionales

Utilizando la distribución de frecuencia Log-Normal que se presenta en la figura No. 2 del Anexo 1, se estimaron los caudales adimensionales ($F = Q/Q_{\text{medio}}$) para los periodos de retorno de 50, 25 y 10 años y se presentan en el cuadro No. 14. (*vid.* Anexo).

4.4.7. Obtención de los caudales máximos probables

Luego los valores adimensionales se multiplican por la avenida media obtenida en el literal anterior, por ejemplo:

Para 50 años

$Q_{50} = Q_m \times F = 317.90 \times 3.0 = 953.70$ metros cúbicos/segundo

Dejando: 954.0 metros cúbicos/segundo

Donde

Q50 = Caudal máximo probable periodo de retorno de 50 años.

Qm = Caudal medio en metros cúbicos/segundo

F= factor de caudales adimensionales.

Los valores estimados por este método de los caudales máximos para el río Cuilco hasta el sitio del puente a la altura de la población de San Gaspar Ixchil estimados por este método se presentan en el cuadro No. 15.

4.4.8. Tirantes máximos recomendados:

A continuación presentaremos el procedimiento utilizando para la estimación de los tirantes de agua producidos por los caudales máximos probables estimados para el área de drenaje definida por *el Río Cuilco hasta el sitio del Puente a la altura de la población de San Gaspar Ixchil*.

PROCEDIMIENTO:

Con este procedimiento se pretende ejemplificar la evaluación de los niveles máximos que puede alcanzar el agua, en una sección transversal de un cauce cuando se presenta un caudal considerado máximo para un período de retorno dado.

El cálculo de los niveles máximos se efectúa utilizando la fórmula de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} A \times R^{2/3} \times S^{1/2}$$

Donde:

Q = Caudal máximo instantáneo

n = Rugosidad

A = Área de la sección transversal

R = Radio hidráulico de la sección transversal

S = Pendiente hidráulica

Para nuestro caso se resume en los cuadros 8 y 9 del Anexo, ya presentadas en el Estudio Hidrológico del capítulo II.

C. Estudio geotécnico y del Suelo

Al igual que en el estudio hidrológico procederemos a analizar nuestro ejemplo de reparación de puente Sobre El Río Cuilco ya podremos ver los puntos importantes de los estudios geotécnicos.

1) Antecedentes

1.1. Descripción de las condiciones actuales del puente.

El puente San Gaspar Ixchil de acuerdo a la investigación con el personal de la Alcaldía Municipal del lugar, fue construido en el año de 1,977 y en septiembre de ese mismo año, debido a las fuertes lluvias, sufrió un asentamiento en su primera pila, localizada en la parte más cercana a la población (de acuerdo al levantamiento topográfico, se ubica en la estación 0+040). Para evitar el colapso, en el verano siguiente se excavó la pila y se fundió una zapata de 3.50 metros por lado. Con dicha zapata se estabilizó el puente e incluso las fuertes lluvias provocadas por la tormenta tropical Mitch no le afectaron, ya que verificaron la referencia colocada y se mantuvo en la misma posición. Es importante destacar en este punto que el hecho de no se haya detectado que el asentamiento continúa, no quiere decir que las condiciones estructurales del puente sean adecuadas, ya que debido a los problemas descritos, la estructura del puente sufrió sobreesfuerzos que serán analizados posteriormente para efectuar su reparación.

Para el presente estudio, se contó con la información proporcionada del estudio topográfico de la planta y perfil del área y del estudio hidrológico en el cual se aprecia la creciente extraordinaria del río Cuilco para un período de recurrencia de 10, 25 y 50 años.

2) Objetivos del estudio

Con el presente estudio se pretende proporcionar la información necesaria para que el ingeniero estructural, apliquen los resultados obtenidos del estudio de suelos y cimentaciones; en generar dimensiones de los elementos que conforman la interacción del suelo y la estructura.

3) Alcance de los trabajos

Con el estudio de suelos y cimentaciones se obtendrá información concerniente a los aspectos siguientes:

- Propiedades físico mecánicas de los suelos
- Perfil Estratégico del subsuelo en cada uno de los puntos donde se efectuó pozo a cielo abierto.
- Determinación del nivel freático (en caso de ser encontrado a la profundidad del muestreo).
- Estimación del Valor Soporte del suelo a diferentes profundidades.
- Recomendaciones para el diseño

4) Ubicación del puente

El área motivo de nuestro puente, se encuentra localizada sobre la ruta que conduce hacia San Gaspar Ixchil, en el Departamento de Huehuetenango.

5) Trabajos de campo

La realización de los trabajos de campo, se efectuó con personal dedicado a la ejecución de pozos. El primero se realizó a una profundidad de aproximadamente 2.0 metros y el segundo 2.7 metros; así mismo se contó con la presencia de un ingeniero y dos laboratoristas de mecánica de suelos para la dirección, ubicación, clasificación, identificación y la toma de muestras de los diferentes estratos encontrados en los sondeos.

A continuación se presentan tablas resumen con la información obtenida en campo, en las cuales se muestran los diferentes estratos encontrados; en cuadro 16 (*vid.* Anexo 1) se encuentra la ubicación de materiales en el punto de muestreo; en el cuadro 17 (*vid.* Anexo 1) las características del perfil estratigráfico; en grafico 2 (*vid.* Anexo 4) los resultados de los ensayos físicos de laboratorio.

6) Cálculo Del Valor Soporte

6.1 Descripción de formulas

Para la estimación del cálculo del valor soporte del terreno, se aplicó la Teoría de Terzaghi, la cual considera el suelo de acuerdo a sus condiciones físicas y mecánicas, la profundidad de desplante y las dimensiones de la cimentación mediante la siguiente fórmula:

$$q_c = C N_c + R_o D_f N_q + \frac{1}{2} R_o B N_{r_o}$$

De donde:

q_c = Presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud.

C = Grado de cohesión del suelo

N_c , N_{r_o} y N_q = coeficientes de carga propuestos por Terzaghi

D_f = Profundidad de desplante del cimiento

R_o = Densidad seca del suelo

B = Ancho menor del cimiento

Ahora bien;

$$q_u = q_c/3$$

q_u = Carga de Diseño

6.2 análisis del pozo a Cielo Abierto

El cálculo de la capacidad soporte del suelo en ésta área se efectuó a partir del estrato de grava con arena de río gris, iniciando el mismo a una profundidad de 2.70 metros (se tomó esta profundidad debido a los efectos que produce por la creciente extraordinaria del río) y seguidamente a cada metro adicional, con el objeto de establecer una curva de profundidad en comparación con capacidad de carga (en toneladas por metro cuadrado), con la cual el ingeniero estructural podrá decidir el tipo de cimentación y la profundidad que deberá realizarse. Es importante tomar en cuenta la creciente extraordinaria del río para el cálculo de cualquier tipo de

cimentación en puentes y lugares donde ésta puede afectar el suelo; para este caso se consideró que dicha creciente afectará a los estratos inferiores del suelo en una magnitud similar su altura y dependiendo además del tipo de material y la velocidad de arrastre del río.

En el gráfico 13 (*vid.* Anexo 4) cual se encuentra la curva de los resultados del cálculo de la capacidad soporte del suelo contra profundidad del pozo realizado.

D. Estudio estructural

Comprende el estudio de las condiciones del puente desde el punto de vista de esfuerzos, condiciones inerciales y deformaciones tanto en el rango elástico como el plástico. Utilizaremos nuestro ejemplo del puente sobre el río Cuilco que es nuestro marco de estudio.

1) Análisis de la tipología estructural existente

1.1. Condiciones existentes

El puente sobre el río Cuilco San Gaspar Ixil está conformado por cinco tramos en la actualidad, se pudo comprobar que el proyecto inicial fue concebido para 3 tramos y solamente cuatro pilas de apoyo. El sistema está formado con vigas 1.60 metros de alto y 0.50 de ancho, apoyadas sobre una pilas al centro de los tramos y estribos en los extremos en la cota de entrada y salida del puente una de las pilas centrales son circulares y las otras rectangulares se desconocen el criterio para conformar el sistema estructural existente. El sistema de superestructura es el mismo en los dos primeros tramos al igual que el cuarto y quinto, en el tercer tramo cambia por una armadura de concreto reforzado, ya que la luz es más grande que las anteriores. En primera instancia cuando se hace el análisis de la tipología no se percibe el criterio por el cual las luces de los tramos es variable, asimismo la variedad de apoyos centrales luego de investigar se indican las situaciones que se dieron para hacer dicho cambio. Los tramos del puente se conforman de la manera como se muestran en el Cuadro 18 (*vid* Anexo 1)

2. Evaluación de daños del sistema estructural

2.1. Consideraciones

Para una mejor evaluación de los daños se tomaron fotografías en las cuales se pueden observar al siguiente:

En las fotografías 1 y 2 (*vid* Anexo 2) observamos la falla a corte en la armadura, dado que están simplemente soportados los esfuerzos son soportados directamente por la armadura y no transmiten carga hacia la pila central ni a la otra viga del tramo adyacente, se puede notar la pérdida de verticalidad en el borde del apoyo que nos indica que las deformaciones sobrepasaron el límite elástico teniendo una deformación permanente.

Las fotografías 3, 4, 5, 6, 7, y 8 (*vid*. Anexo 2) nos muestran la geometría general del sistema de puente para una comprensión de la dimensión de los elementos y del puente en sí, allí aparecen los sistemas de gaviones de protección que son parte del puente. Por lo observado, se infiere que se trabajaron con criterios encontrados dos o más constructores de puentes con poco conocimiento de la ingeniería estructural, quienes intercambiaron ideas de puentes ya construidos, obviando los criterios básicos para el desarrollo de este tipo de proyecto, dadas circunstancias no conocidas.

En las fotografías 9 y 10 (*vid* Anexo 2) se observan las deflexiones ocasionadas por fenómenos naturales, sobrecargas y fuerzas combinadas.

Las fotografías 11 y 12 (*vid*. Anexo 2) muestran el asentamiento sufrido por el pilar que antes era estribo, observamos la pérdida de verticalidad del sistema, y la inducción de esfuerzos extraños hacia la armadura de concreto.

2.2. Daños estimados

A partir del análisis mostrado en el inciso anterior podemos ver que el tramo central fue dañado por un asentamiento en la base del estribo utilizado como pilastra central, esto provocó la inducción de fuerzas de compresión y tensión hacia la armadura, que fue construida sin normas de control de calidad. Lo observado en el campo refleja que no hubo un criterio de fuerzas esperadas en el sistema, sino que se construyó bajo la base de soportar el peso propio del cordón principal y el acero necesario para lograr que ésta se adaptara a un molde de armadura establecido. Por lo anterior, no tenemos criterios para predecir qué fuerzas esperaba el diseñador soportar, ya que no existió un estudio preliminar de fuerzas. Solamente podemos comentar que los constructores no consideraron asentamientos diferenciales substanciales, y el tirante máximo esperado con residuos de árboles y otros elementos quienes dañaron tanto la base como la armadura existente. Es importante notar que los estribos están diseñados para retener una cantidad de tierra en la parte posterior y para esto están diseñadas el cambio de uso de la misma provocó que la inercia siguiera el peso del concreto diseñado con este fin, ya que debía contrarrestar las fuerzas provenientes del relleno.

3) Investigación estructural de los componentes

3.1. Visitas de campo

La investigación estructural de los componentes se lleva cabo por medio de visitas al campo donde el ingeniero estructural dirige las operaciones con los consultores especialistas en geotecnia e hidrología principalmente y coordina luego del estudio preliminar al levantamiento topográfico. Para el puente en estudio se hicieron las siguientes visitas:

El sitio fue visitado en varias oportunidades:

Visita No. 1: Reconocimiento del área, inspección detallada de la superestructura y subestructura, toma de fotografías, algunas mediciones básicas con cinta, reunión con el señor alcalde municipal para antecedentes y obtención de planos.

Visita No. 2: Acompañado del consultor de suelos e hidrología, se analizó la situación actual y se tomó la decisión de ubicación la perforación para determinar las características del subsuelo y las condiciones hidrológicas.

Visita No. 3: La cuadrilla de topografía procedió al levantamiento y a la nivelación del terreno, y las cotas del puente.

Visita No. 4: El consultor de suelos realizó la perforación y la toma de muestras.

3.2. Condición Estructural

Se pudo establecer que el puente actualmente consta de cinco tramos, y de acuerdo a los planos proporcionados por el señor alcalde de San Gaspar Ixil, el puente original era de sólo tres tramos, y cuatro apoyos como se muestra en la figura 2 y 3 (*vid. Anexo 4*)

Las aguas del río Cuilco ensancharon su cauce del lado del estribo de salida, quedando sin rellenos de aproximación. Posteriormente fueron agregados los dos tramos y la pila circular y el estribo de salida adicional. Sin embargo, el último tramo fue apoyado directamente sobre el elemento que antes era estribo. Dicho estribo dejó de funcionar como tal, toda vez que el empuje del suelo del relleno de aproximación desapareció, y se le agregó mucho más peso del orden de 43.6 toneladas métricas de peso propio. De tal

forma que dicho estribo empezó a trabajar como pila según figura 2 (vid. Anexo 4)

La pila estribo falló probablemente por socavación de su cimiento. El cimiento se asentó, induciendo en la pila estribo un desplazamiento en la parte superior. Dicho movimiento fue compuesto; es decir, se trasladó longitudinalmente (hacia el apoyo), transversalmente (aguas abajo), y verticalmente (hundimiento), como se puede apreciar en las fotografías 11 y 12 (vid Anexo 2). Esto provocó a su vez que las super estructuras chocaran entre sí, tal como se ilustra en la fotografías quince, dieciséis, diecisiete y dieciocho (ver Anexo 2).

El movimiento anterior también afectó la superestructura del tercer tramo, induciendo fallas locales como lo evidencian las grietas mostradas en las fotografías 13, 14, 15, y 16 (vid Anexo 2)

Por otro lado, la tipología de la superestructura del tramo según la figura 1 (vid. Anexo 4) fue cambiada durante el proceso constructivo. Originalmente eran tres tramos de vigas de concreto reforzado simplemente apoyadas y fundidas *in situ*. Se cambió a un sistema a base de una armadura de concreto de paso superior, tal como se aprecia en fotografías 21, 22, 23, y 24. Evidentemente es una superestructura mucho más pesada que la original. Las razones de cambio de la tipología no se conocen.

Revisando los planos de dicha armadura de concreto se puede notar que existen algunas deficiencias notorias en el diseño, como por ejemplo el confinamiento, basándose en estribos en algunos elementos, está muy espaciado, más allá de la que especifican las normas de concreto que normalmente se usan en Guatemala, como lo es ACI-318

Adicionalmente, el estudio hidrológico muestra que los tirantes para los caudales máximos probables:

Frecuencia (Años)	Tirante (Metros)
50.	4.70
25.	4.20
10.	3.60

Estos tirantes fueron dibujados sobre un perfil del puente que se encuentra en la figura 1. (*vid.* Anexo 4)

Parece que la parte inferior de la armadura de concreto está amenazada por dichos tirantes, aun para una frecuencia de 10 años.

4) Determinación del sistema estructural a seguir para la reparación

4.1. Consideraciones

Podemos observar que el puente posee un sistema combinado de componentes estructurales tales como armaduras, pilas rectangulares y pilas circulares, por lo cual estéticamente no hay ninguna restricción para utilizar materiales alternos, sino más bien, que el mismo pueda funcionar eficientemente al menor costo. Según lo analizado, la luz grande se propone substituir las armaduras de concreto por armaduras de acero estructural, estas nos permitirán una reparación más rápida, y segura, ya que utilizando concreto reforzado nos llevaría a colocar grandes peraltes pesados debido a que la luz es mayor a los demás tramos. La revisión de las deflexiones nos indicarán que debemos realizar adicionalmente contraflechas para evitar deformaciones que afecten la el buen funcionamiento del sistema. La obra falsa para realizar este trabajo nos generará un costo alto, dado que sólo se construirá un tramo, a diferencia de cuando se construyó el puente la obra falsa pudo utilizarse muchas veces más. En la Figura 2 (*vid.* Anexo 4) podemos observar las condiciones originales del puente que es punto de partida para la reparación del mismo.

4.2 Superestructura

La evaluación efectuada y explicada en el inciso anterior, se proyecta hacer por medio de una armadura de acero, colocada hacia arriba a diferencia de la otra armadura, ya que el estudio hidrológico nos determina que el tirante esperado máximo para 10 años sobrepasa la altura de la armadura, por lo que hay que proteger el sistema a fin de evitar daños ocasionados por arboles o residuos boscosos que lleve el río en una avenida máxima de por lo menos 20 años, por esto la superestructura será soportada por armaduras de acero y fundiciones de concreto en la parte superior.

4.3. Subestructura

De acuerdo la condición certificada en las fotografías, no es conveniente conservar el antiguo estribo como pilastra ya que su inercia es diferente a la

que se necesita en nuestro caso. Para ello planteamos demoler la misma, realizando un entramado para sostener las vigas que conducen hacia el estribo de salida durante su construcción, mientras se logra la cota de cimentación sugerida por el consultor de geotecnia, que permita que el asolvamiento o la socavación del material arrastrado por el río no desestabilice la pilastra; por lo anterior ésta debe ser sustituida, no se puede conservar ya que sería un peligro latente.

4.4 Consideraciones importantes para la reparación

La Figura 3 (*vid.* Anexo 4) nos indica los procedimientos propuestos para la reparación del sistema estructural, luego de las recomendaciones de los consultores especializados en hidrología y geotécnica. Como ya vimos anteriormente en la Figura 2 (*vid.* Anexo 4), la condición inicial de puente puede superponer las dos condiciones.

Los comentarios siguientes nos sirven de guía para generar las especificaciones y procedimientos de reparación; asimismo para que el constructor realice un trabajo adecuado al comprender los efectos causados.

- El cimiento de la pila estribo falló por exceso de peso muerto, porque se le hizo funcionar estructuralmente para algo que no estaba diseñado.
- La parte inferior de la armadura de concreto reforzado del tercer tramo está amenazada por las crecidas máximas probables, aún para una frecuencia de 10.
- Sustituir únicamente la pila que antes era estribo, resuelve el problema parcialmente, porque existe la posibilidad, que una crecida arrastre el tramo tercer tramo de la superestructura, por cual, el puente fallaría con una avenida de 10 años.
- Se recomienda demoler el tercer tramo (la armadura de concreto reforzado). Dicha demolición se hará teniendo cuidado de no dañar la pila opuesta al estribo antiguo y que no presenta ningún daño.
- Al momento de hacer la demolición de la pila estribo es necesario apuntar temporalmente la superestructura del cuarto tramo, dejando libre una distancia de 2.75 metros cercana al eje de la nueva pila a construir y evitando al máximo que la obra falsa ejerza fuerzas adicionales en el lugar de la excavación.
- Es importante demoler completamente la pila estribo, removiendo inclusive su cimiento.

- Construir una pila nueva a base de una columna circular de 1.25 metros de diámetro cimentada en una zapata de 4.50 m x 4.50 m x 1.0 m, tal como se indica en planos del Anexo. Dicha pila nueva servirá de soporte del cuarto tramo, y también servirá de apoyo a una superestructura nueva para el tercer tramo.
- Agregar columnas vigas metálicas a la pila en buen estado, o sea el tercer tramo, para que pueda soportar una superestructura nueva y nos permita llevar la misma a un nivel similar a la superestructura existente.
- Construir una armadura de acero de paso superior en el tercer tramo, tal como se indica en los planos del Anexo. Dicha tipología se escogió tomando en cuenta el acceso al lugar, no pueden ingresar camiones ni transporte pesado que pudiera transportar vigas de concreto prefabricados preesforzadas. Se considera que tal armadura puede transportarse al lugar en camión pequeño en piezas individuales. Su montaje requiere un mínimo de andamio.
- Luego de la fundición de la pilastra en sí, ya que se fundirá primeramente la cimentación del elemento estructural, retirar el apuntalamiento temporal de la superestructura del cuarto tramo, al pasar el período de fraguado de la pila nueva, que sugerimos sea como mínimo 28 días.

La figura No. 4 (*vid* Anexo 3) nos sugiere la forma en que debemos colocar la obra falsa para la demolición del tramo a reparar y para la conservación de los tramos aledaños con el fin de conservar los mismos.

Como vemos en el plano adjunto en el gráfico No.11 (*vid* Anexo 3), la estructura aledaña al inicio de la armadura necesita dos elementos estabilizadores que proveen la transmisión de carga de la superestructura hacia la pila existente que se conserva sin modificación. Se puede notar también el trabajo específico de juntas de construcción en acero en el gráfico No. 12 que es importante para el desarrollo en este tipo de estructuras.

III

CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA REPARACIÓN DEL SISTEMA.

A. Consideraciones estructurales.

1.) Análisis del cambio de vocación del estribo a pilastra central

1.1 Antecedentes

El cambio de vocación del estribo, fue la principal causa para la falla del sistema estructural, como lo mencionamos en el capítulo anterior del asentamiento del mismo vino la inducción de fuerzas que provocaron la falla en la armadura y de los demás elementos. Ahora la pregunta importante a analizar es porque se dio este cambio condición que iniciaremos a estudiar con más detalle.

1.2 Condiciones

El cambio de vocación se debió a la falta de previsión hidrológica del crecimiento del río ya que el mismo fue concebido, sólo con tres tramos lo cual hizo que el puente midiera 60 metros, asimismo se determinó la altura del mismo según nuestra apreciación sobre la base de otros puentes cercanos y no a un estudio de los tirantes probables en diferentes períodos de diseño.

1.3 Cambio de condiciones de las corrientes

Los rellenos de aproximación de río fueron construidos a lo largo de los 31 metros en la salida del puente, sobre terrenos no estudiados por especialistas de suelos quienes podrían haber sugerido alguna protección de los mismos y áreas aledañas.

1.4 Crecientes de ríos

El río en su crecida máxima cambia de dirección y provocó erosión, en los rellenos de aproximación expuestos sin protección a las corrientes del río, por lo cual lo primero que cedió fue el relleno de aproximación de salida del puente, dejando sin relleno al estribo. Este relleno es una carga considerada como resistente al volteo cuando se aplica en el talón del muro, perdiendo esta resistencia considerada como activa.

El puente fue reparado ampliando su largo hacia la nueva brecha hecha por el río por lo que la municipalidad decidió, sin tener una asesoría principal hacer esta extensión, y sin la participación de expertos en ingeniería estructural. Al parecer todo iba bien, la solución funcionará por tres años aproximadamente según lo recabado en la información preliminar.

2. Determinación de la falla del tramo

2.1. Efectos sobre el sistema.

Lo expuesto en el análisis del cambio de vocación, la falla vino al proceder el agua a interactuar con la estructura, como se observan las pilas existentes y simétricas no presentan ningún daño, ni tampoco asentamientos diferenciales significativos, los asentamientos totales surten efecto en todo el sistema, lo que hace que esté equilibrado.

2.2 Socavamiento por fuerzas externas.

Las lluvias que generalmente azotan la zona y lo explicado en el informe hidrológico, son de tipo orográfico típico de las zonas montañosas, con disturbios atmosféricos llamados comúnmente “temporal” que se localizan al final de la época de lluvias del país. Este tipo de temporales fue lo que provocó una avenida tal que estimamos fue de veinticinco años con residuos de árboles y rocas, las cuales chocaron contra los pilares centrales, en forma aleatoria el agua provoca una mayor socavación en el lado izquierdo del estribo convertido en pilar que desestabilizó el sistema provocando el asentamiento a la pérdida aumentada de material de peso sobre la zapata. Como observamos, los asentamientos diferenciales fueron tales que provocaron daño, pero no un derrumbamiento total debido a que el estribo presentaba peso generado por la superestructura del tramo nuevo, o sea que fue un desbalance de fuerzas. Debido a este concepto nos permite hacer las reparaciones pertinentes, ya que en el caso de desplome total por fallas no habría razón para efectuar reparaciones.

B. Consideraciones geotécnicas

1) Análisis de reportes y recomendaciones de estudios específicos.

Del estudio específico realizado por los consultores especializados en geotecnia tenemos el Cuadro No. 19 (*vid.* Anexo 1)

1.2. Recomendaciones geotécnicas:

En este caso, respecto a las observaciones realizadas por el consultor geotécnico nos dan una serie de explicaciones que son importantes seguir, para el buen desenvolvimiento de la reparación, las cuales son de acuerdo a las conversaciones sostenidas con personas de la comunidad. En el lugar en donde se encuentra el asentamiento estaban los rellenos de aproximación de salida del puente, y luego ampliaron dos tramos desplazando el mismo hacia el lugar en donde actualmente se encuentra, dejando el estribo como una pila de apoyo sin reforzar su cimentación, lo cual con la erosión provocada por las corrientes del río y el peso de la estructura provocaron el asentamiento. Las observaciones son las siguientes:

- Con el refuerzo efectuado a la cimentación de la pila asentada, se logró la estabilización del punto, sin embargo con esto no se puede garantizar que el comportamiento de toda la estructura se desempeñe de una manera adecuada.
- Para la cimentación de la estructura, se recomienda que el ingeniero estructural encargado del diseño tome en cuenta los resultados de valores soportes del suelo obtenidos en el presente estudio para la cimentación de la estructura del puente, los valores se indican en la tabla del resumen ejecutivo.
- En las protecciones laterales, se recomienda diseñar algún tipo de alerones en el puente o gaviones que protejan al talud de la erosión y socavación del río y que a su vez lo confinen, principalmente en el área de los rellenos de aproximación. En nuestro caso existen apilados una serie de gaviones, de los cuales un grupo ya se encuentra en mal estado, por lo que se recomienda al ingeniero estructural efectuar una evaluación de los mismos para definir su reparación y/o reemplazo.

1.3 Cimentación de la Estructura

Se recomienda que el ingeniero estructural encargado del diseño tome en cuenta los resultados de valores soportes del suelo obtenidos en el estudio para la cimentación de la estructura del puente.

Es importante tomar en cuenta que en todo estudio en el cual se trabaja con pozos a cielo abierto, se obtiene un parámetro de los suelos del lugar, sin embargo debido a que la perforación se realizó hasta cierta profundidad, puede existir alguna variación de los estratos inferiores o alguna anomalía no detectada, por lo que es recomendable que en el momento de realizar los trabajos de cimentación si se detecta algún problema, hacerlo saber al consultor para evaluar y definir las acciones necesarias.

En la “**memoria de cálculo**” (*vid.* Anexo 3) se encuentran los cálculos realizados para generar las dimensiones de los elementos estructurales componentes de la reparación, en donde aparecen las operaciones matemáticas, los factores de diseño utilizados, y los criterios concluyentes del mismo.

Los planos generados para la construcción del sistema, y sus cotas con respecto al levantamiento topográfico se pueden observar en los gráficos 9, 10, 11 y 12 (*vid.* Anexo 4)

IV DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCION

A. Para estribos y pilastras

1) Gaviones

1.1. Descripción

Los gaviones son elementos de protección muy conocidos en el campo de ingeniería y constan de elementos de alambre de un calibre determinado y alta resistencia algunos recubiertos con resinas de polietileno. Sus formas normalmente son cubicas algunas con forma de camas para realizar geometría de cimentación y otras de forma rectangular para formar bloques de paredes de gran peso. Estas armaduras de alambre son llenadas con piedras del lugar, comúnmente como se utilizan en ríos y obras hidráulicas son llenadas con piedras bolas de canto rodado de diferentes tamaños con el fin de lograr peso.

Su principal función es trabajar como un muro de mampostería y trabajan a peso propio y el elemento de alambre nos sirve para que el centro de masa se mantenga en un punto tal que provee un par resistente a las fuerzas inerciales provocadas por el peso de la tierra que retienen, o bien a disipar la energía de las corrientes de agua que erosionan los muros adyacentes a las estructuras de los puentes; normalmente el agua lleva consigo parte de arboles piedras y desechos de todo tipo que dañan la estructura de cualquier obra hidráulica. A diferencia de un muro de mampostería que requiere aglomerante, éste no lo necesita, algunas veces es necesario utilizarlo para alargar durabilidad de un sistema, pero por lo general logra mantener un precio bajo comparado con muros de retención de bloques similares de concreto reforzado, utilizando a la vez materiales del lugar.

1.2 Localización

Normalmente se colocan en los laterales de los rellenos de aproximación en sentido contrario a la corriente del agua, para contener su fuerza. También se colocan alrededor de las pilastras centrales de los puentes para protegerlos de golpes ya sea por avenidas máximas con residuos, así como embarcaciones que pueden golpear las estructuras principales, botar recubrimientos y descubrir el acero principal de refuerzo que representa un peligro por su exposición a la corrosión.

1.3 Diseño

El diseño de los gaviones requiere el conocimiento básico de estructuras de retención para muros de gravedad, para ello es necesario conocer los siguientes datos del consultor geotécnico:

- Peso de la piedra, componente del sistema por m^3 .
- Ángulo de fricción interna del suelo a retener (cuando va a contener tierra).
- Capacidad soporte de la tierra firme, ya que debe llevarse al nivel en donde no hay material de arrastre del río para evitar asentamientos futuros.
- Coeficiente de Rankine del suelo a soportar (cuando va a ser de contención).
- Velocidad esperada con respecto al caudal de diseño en ciertos años por lo general un puente debe tener como mínimo 20 años de periodo de diseño.

El diseño de los elementos se determina mediante el uso de mallas en forma de cubo, en donde la parte central se llena con piedras de tal manera que forman un macizo, confinado por la malla. Las mallas vienen en medidas variables dependiendo del proveedor, las cuales el ingeniero estructural debe distribuir en el área a proteger, quienes deben responder con su peso a las solicitudes de carga del material de arrastre y otras fuerzas del río. Las medidas comúnmente utilizadas y que están disponibles en el mercado son:

- 2.00 metros de largo por 1.00 metro de ancho por 1.00 metro de alto
- 4.00 metros de largo por 1.00 metro de ancho por 0.23 metro de alto
- 2.00 metros de largo por 0.50 metro de ancho por 1.00 metro de alto

1.3 Proceso de montaje:

El proceso de montaje consistirá en colocar generalmente gaviones con forma de cama que simulan una cimentación, a la altura de estratos de suelo que no contengan material de arrastre, y las colocará en tal forma que se amarren entre sí, es decir si colocamos camas de 0.23x1.00x4.00 metros de alto y quieren lograr 0.92 x 2.00 x 4.00 metros de cimentación debemos traslapar entre una cama y otra, tres veces a lo alto y tres veces a lo ancho; Luego si colocamos, muros de dos metros de ancho por cuatro de alto deben traslapar dos veces a lo ancho y cuatro veces a lo alto, esto nos permitirá un uso eficiente de los elementos mencionados.

2) Muros de contención y aletones

2.1. Clasificación de muros

En algunas oportunidades, dadas las relaciones de esfuerzos es necesario utilizar muros de contención como sistemas de protección de puentes los cuales pueden ser de tres tipos:

- a. Muros de concreto ciclópeo
- b. Muros de mampostería de piedra
- c. Muros de concreto reforzado

2.2 Muros de concreto ciclópeo

Los muros de concreto ciclópeo son elementos que trabajan a similitud de los gaviones por peso inercial que forman un par resistente a los esfuerzos producidos por el suelo, éstos también deben resistir las fuerzas de deslizamiento y no deben exceder la capacidad soporte del suelo que se produce al actuar volteo. Es importante tomar en cuenta la siguiente observación en este tipo de muros:

- El volumen de piedra en un muro no puede exceder de 1/3 del volumen total del muro en mención y las piedras no pueden exceder de tamaño de 30 centímetros según especificación del libro azul de la Dirección General de Caminos, ya que el mismo se concibe como un concreto con agregado grande, por lo cual debe mantener las cualidades de un concreto principalmente.

El peso para este tipo de muros varía entre 1,800 a 2,200 kg/m³ que es su principal fuente de resistencia, su dimensionamiento se hará por medio de estimaciones inerciales; generalmente su base es del 50% al 70% de su altura y el ancho mínimo de la parte superior es recomendable no sea menor a 30 centímetros.

2.3 Muros de mampostería de piedra

Se utiliza de manera similar al muro de concreto ciclópeo, en su cálculo básico su utilización depende del tipo de material que se encuentre disponible en el área de trabajo ya que hay zonas con gran cantidad de piedras disponibles y con gran peso, casos en los cuales se puede usar este tipo de muros como protección del puente.

En este tipo muros se utilizan piedra de 50 centímetros o más, en la base y se aplica mortero entre capa y capa utilizando traslapes en las uniones a similitud de las utilizadas en la colocación de bloques de pómez prefabricados, el mortero tendrá una proporción por volumen de 1-3 relación de cemento y arena de río, en otros casos puede utilizarse hasta 1-2 condición que el ingeniero estructural determinara sobre la base de la resistencia de la piedra utilizada. El uso de muros de mampostería, tiene una ventaja estética, ya que al utilizarse con caras expuestas puede dar buena geometría capaz de contener expresiones agradables a la vista.

El peso de estos muros puede estar en los rangos de 2,200 a 5,000 kg/m³ dependiendo de las piedras a utilizar.

Se puede utilizar un desplante sobre terreno húmedo a cota de cimentación recomendada, con piedra quebrada a una altura de 30 centímetros de espesor, luego de colocar esta capa, se comenzará a colocar las piedras grandes que conforman la cimentación por un alto que se puede estimar en los cálculos iniciales como el 30% al 40% el ancho será un 70% de la altura, lo cual se corroborará con diseño respectivo, luego lo correspondiente a la cortina puede iniciarse su cálculo entre el rango del 40% al 50% de su altura.

Estas medidas pretenden orientar al ingeniero estructural respecto al acotamiento preliminar para iniciar el cálculo matemático, el mismo indicará si está muy grande o pequeño, ya que se calculan sus dimensiones basándose en tanteos con el fin de afinar sus dimensiones por medio de cálculos iterativos. De tal forma estos porcentajes no constituyen una dimensión final. La referencia respecto a los muros de mampostería se encuentran en la sección 565 del libro azul de la Dirección General de Caminos la cual sería conveniente consultar para ampliar lo referente a este tipo de muros conjuntamente con otros libros propuestos en la bibliografía utilizada, que se encuentra en el capítulo correspondiente.

2.1.3. Muros de contención de concreto reforzado.

Son los más conocidos por el ingeniero estructural deben cumplir con las condiciones de estar dentro de los esfuerzos permisibles de volteo, deslizamiento y capacidad soporte. La utilización de concreto reforzado conlleva un gran costo de materiales y de obra falsa por lo que su uso se limita a elementos sometidos a esfuerzos principales de soporte sobre el puente tal como muros de contención de los estribos u obras principales que requieran cumplir con esfuerzos combinados de tensión y compresión.

Contienen elementos adicionales que ayudan a soportar cargas específicas y deformaciones importantes dentro del sistema tal como contrafuertes, dientes

de deslizamiento o muertos que ayudan a disminuir las deformaciones cuando trabajan en voladizo.

Para el cálculo de las dimensiones preliminares se pueden utilizar las relaciones siguientes:

- Base del cimiento del 40% al 70% de su altura
- Alto del cimiento entre 7% al 10% de su altura
- Base de la cortina entre 5% al 8% de su altura
- Dimensión del pie 33% de la base del cimiento
- Dimensión del talón 60% de la base del cimiento
- Separación entre contrafuertes 60% de la altura

Con esta base podemos diseñar un muro que soporte las solicitudes de carga de las protecciones de los puentes que es nuestro tema en discusión.

2.2. Aletones

Estos son elementos que forman parte de los muros de contención que por la posición de las protecciones de los puentes han recibido este nombre, o sea que su composición puede ser de cualquiera del tipo de muros de contención: concreto ciclópeo, mampostería o concreto reforzado.

Su geometría es plana regularmente y son diseñados para desviar las corrientes de agua hacia los puntos de cauce del río evitando que esos erosionen los estribos, pilares y otros componentes. Algunos tienen la forma llamada punta de lanza cuando se encuentran al centro de un pilar que permite desviar la masa de agua con residuos a puntos en donde no provocan daño. En los rellenos de aproximación son utilizados en un ángulo de 135° o bien en ángulos que permiten el flujo de la masa de agua, que representa los principios básicos de la mecánica de fluidos. También se utilizan a 45° tanto este ángulo como el de 135° existe en la mayoría de los puentes construidos en nuestro país; aunque realmente no existe ninguna regla específica sobre el tema por lo que el ingeniero estructural deberá consultar al hidrólogo, y sobre la base de su apreciación en el lugar del desarrollo del puente, proveer los ángulos convenientes para la protección de las estructuras principales.

B. Elementos secundarios

1) Contra golpes de vehículos

1.1. Descripción

Generalmente los elementos estructurales de protección para vehículos se encuentran arriba del puente, aunque no hay que descartar la parte de inferior de los elementos estructurales mayormente si hay circulación de

embarcaciones de regular tamaño que podrían provocar daños a los elementos estructurales al colisionar con el mismo.

Estos elementos son diseñados considerando la fuerza y la velocidad con que ocurrirá la colisión pero no pueden ser acotados con el fin de que no sufran daño alguno, ya que serían elementos sumamente grandes que provocarían sobrecargas importantes a la estructura en mención. El criterio predominante es que el vehículo quede atrapado dentro de la protección aunque ésta se destruya y requiera reparación posteriormente; vehículos livianos y pesados dan una serie de posibilidades ya que los vehículos livianos pueden ir a gran velocidad, y generarán una fuerza proporcional al cuadrado de la velocidad por su masa, que es la llamada cantidad de movimiento en física que nos puede generar una fuerza significativa. Al contrario un camión podría venir con una velocidad moderada pero con un gran peso, dado su capacidad de carga, situación que el ingeniero estructural tendrá que evaluar en el diseño de las protecciones de sistemas principales, tales como armaduras u otros elementos expuestos; también hay que considerar que pueden tener combustión al momento de la colisión que provocara calentamiento a los elementos estructurales.

En lo referente de vehículos por debajo de puente hay que determinar la capacidad de las naves y su velocidad, algunas naves de poco calado son muy rápidas, y también pueden explotar al momento de una colisión; dado las protecciones propias del sistema por avenidas de lluvia es posible separar cierta distancia los elementos de protección de modo que ayude disipar cualquier accidente por debajo del puente.

2) Protección peatonal

2.1 Consideraciones

Para evaluar las protecciones necesarias para las personas o animales que transiten a través de puente, es necesario hacer una inspección en el lugar y los puntos críticos de tránsito, estos elementos son diseñados con refuerzos mínimos y con dimensiones acordes al sentido común o la estética del puente. Los parámetros de esfuerzo o resistencia no son significativos, ya que estos generalmente están sometidos a cargas bajo los esfuerzos para soportar su peso propio cuando se trata de concreto reforzado; en los casos de acero buscamos elementos que cumplan la función de seguridad más que la capacidad de deformación de los mismos.

Si bien pareciera somero el estudio de estos elementos, el ingeniero estructural deberá considerar un tiempo prudencial para el estudio de estos elementos y con la ayuda del sentido común generar soluciones prácticas y seguras para los usuarios de los mismos.

aplicarse también a puentes con dos o más tramos con daños, y también a puentes nuevos que estén siendo planificados. Por lo cual nuestro estudio provee a los profesionales de la ingeniería estructural, las bases principales para el desarrollo de este tipo de proyectos, las cuales ayudarán de manera substancial a las necesidades de los usuarios de estas obras de infraestructura.

prefabricados, o bien con los que se encuentren de forma natural en el lugar.

7. El puente en estudio de reparación presenta falla en el tercer tramo por el cambio de vocación del estribo a una pila central sin considerar que el centro de gravedad del mismo está relacionado con el soporte de la solicitud de cargas laterales tributadas por los rellenos de aproximación, éstos dejaron de existir y debido a la socavación provocada por agua, provocó un desbalance de fuerzas que produjeron los asentamientos diferenciales.
8. La falla por asentamientos diferenciales de los puentes, puede generar daños a la superestructura del mismo de una manera que no sea factible su reparación, sino que debe ser reconstruidos sus componentes.
9. Los elementos que no cumplen con los requisitos mínimos de refuerzo o calidad de materiales, deben ser demolidos del puente en reparación con el fin de evitar fallas futuras en estos elementos.
10. Es factible utilizar acero estructural como refuerzo para la reparación de puentes de concreto reforzado como en el caso en estudio, mediante el uso de las condicionantes de diseño que proveen los manuales mencionados durante el desarrollo y ampliamente conocidos en el campo de la ingeniería; tomando en cuenta los factores ponderables e imponderables de montaje y fabricación del lugar.
11. Los elementos de concreto reforzado que representen un peligro latente dentro del sistema, deben ser removidos aun cuando el mismo se encuentre en buenas condiciones ya que no fueron diseñados para el efecto, tal es el caso del estribo convertido en pila central.
12. El ingeniero estructural deberá poner especial atención en el diseño de las obras de protección para los elementos estructurales principales y los rellenos de aproximación, con fin de que el agua no produzca erosión o socavamiento, o que los vehículos tanto terrestres como fluviales no provoquen daño cuando por accidente sufran colisiones contra el sistema.
13. El presente trabajo refleja de manera práctica la forma alternativa de definir una reparación a un puente con un tramo dañado, que puede

V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. La ingeniería estructural debe contar con la asesoría de consultores especializados en las ramas de hidrología y geotécnica, para generar soluciones adecuadas tanto en el diseño de puentes nuevos como en puentes existentes que presenten fallas de tramos por falta de información o desconocimiento de estas ciencias de la ingeniería.
2. La hidrología será la ciencia que provee al ingeniero estructural los parámetros de caudal y tirante máximo esperado en diferentes períodos de diseño que se expresa en años para una avenida máxima, para él pueda decidir con su equipo de trabajo o sus directores el tiempo en años para lo cual este tipo de infraestructura debe soportar la solicitud de cargas, sin necesitar ninguna reparación.
3. La geotecnia será la ciencia que mostrará al ingeniero estructural los parámetros de profundidad para la cimentación, tanto de la obra principal como del sistema de obras de protección, ella estará íntimamente ligada con la hidrología, y utilizará los parámetros de caudal, tirante y velocidad para hacer las observaciones respectivas.
4. La hidrología tendrá especial atención en lo referente a la determinación de la altura del material de arrastre del puente de la forma que actúa el agua sobre el sistema, y hacer las recomendaciones necesarias para evitar erosiones, asolvamientos y socavaciones de estructuras componentes de los puentes en reparación.
5. La reparación de puentes es factible siempre y cuando los tramos dañados puedan ser reparados en forma técnica, y que los tramos sin daño cumplan con condiciones de seguridad necesaria para no fallar en el futuro por condiciones similares en donde se dió el daño de la estructura fuente de la reparación.
6. Para la decisión del sistema estructural de reparación, se deberá tomar en cuenta el acceso al proyecto, tal como las carreteras y puentes que anteceden el punto de reparación, con el fin de buscar soluciones factibles y económicas ya sean con el uso de elementos

VII

BIBLIOGRAFIA

1. *NR 7-5 Sistemas Constructivos en Acero Estructural.* Guatemala. 2002. Asociación de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES. 22 Págs.
2. *NR 5 Requisitos para Diseño de Obras de Infraestructura.* Guatemala. 2002. Asociación de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES. 57 Págs.
3. *Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes.* Guatemala. 2001. Dirección General de Caminos. 807 Págs.
4. *American Association of State Highways Officials (AASHTO).* USA. 1 volumen. 878 Págs.
5. *Standard Specification For Highways Bridges.* USA. 1963. 653 Págs.
6. *American Concret Institute ACI - 318.* USA 1983. 1 volumen. 595 Págs.
7. *Uniform Building Code N UBC.* USA. 1988. 926 Págs.
8. *Proyectos Tipo de Puentes para Caminos Rurales.* México. 1980. Dirección General de Caminos Rurales. 82 Págs.
9. *Solórzano Núñez, Alberto. Apuntes de Hidrología.* Universidad de San Carlos de Guatemala. Edición única. 165 Págs.

ANEXO 1

CUADRO No. 1

PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS INTERPOLADA PARA LA ZONA DE ESTUDIO

PERIODO DE RETORNO	PMR24
50	150
25	130
10	100

REFERENCIAS:

PERIODO DE RETORNO: EN AÑOS

PMR24: Lluvia máxima en 24 horas obtenida de la interpolación regional en milímetros.

CUADRO No. 2

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	Q
50	954.0
25	795.0
10	572.0

Q = CAUDAL MAXIMO EN METROS CÚBICOS POR SEGUNDO.

CUADRO No. 3

Clasificación de Suelos

Tipo A.- (escurrimiento mínimo) Arenas con poco limo y arcilla

Tipo B.- Arenas finas y limos

Tipo C.- Arenas muy finas, limos y bastante arcilla

Tipo D.- (escurrimiento máximo) Arcillas en grandes cantidades; suelos Poco profundos con subhorizontales casi impermeables.

CUADRO No. 4

SELECCIÓN DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N

Uso de la tierra o Cobertura	Condición de la Superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y Cultivados)	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De Tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco)	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas Con maquinaria o al volteo). o potrero de rotación	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

CUADRO No. 5

PERIODO DE RETORNO	P MAX./de
50	108
25	90
10	72

Referencias: Periodo de Retorno = Años; Pmax./de = Lluvia máxima para la duración de lluvia efectiva dada en milímetros

CUADRO No. 6

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	PMEF/5.10
50	63.0
25	46.0
10	32.0

PMEF: Lluvia máxima efectiva para duración efectiva de 5.10 horas en milímetros.

CUADRO No. 7

CAUDALES MÁXIMOS PROBABLES ESTIMADOS POR EL MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	Q
50	2,331.0
25	1,702.0
10	1,184.0

Q = CAUDAL MÁXIMO PROBABLE EN METROS CÚBICOS POR SEGUNDO.

CUADRO No. 8
TIRANTES DE AGUA MÀXIMOS PROBABLES
CUADALES METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

PERIODO DE RETORNO	TIRANTE DE AGUA (Y)
50	5.40
25	4.70
10	4.00

Tirante de agua (Y) en metros

CUADRO No. 9
TIRANTES DE AGUA MÀXIMOS PROBABLES
CAUDALES METODO DEL REGIONAL

PERIODO DE RETORNO	TIRANTE DE AGUA (Y)
50	3.70
25	3.50
10	3.00

Tirante de agua (Y) en metros

CUADRO No. 12

PERIODO DE RETORNO	PMEF/5.10
50	63.0
25	46.0
10	32.0

CUADRO No. 13

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	Q
50	2,331.0
25	1,702.0
10	1,184.0

Q = CAUDAL MÁXIMO PROBABLE EN METROS CÚBICOS POR SEGUNDO.

CUADRO No. 14

FACTORES ADIMENSIONALES

Tr	F = Q/QM
10	3.0
25	2.5
50	1.8

Tr = periodo de retorno en años

F = factor de caudales adimensionales.

CUADRO No. 15

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	Q
50	954.0
25	795.0
10	572.0

Q= caudal máximo en metros cúbicos por segundo.

CUADRO No. 16

Ubicación de materiales encontrados en el punto de muestreo

POZO 1	ESTRATO
0.0 - 0.90 m.	Grava con arena de río color gris
0.90 - 2.50 m.	Grava con arena de río color gris

Nota: El nivel freático se detectó en el pozo a los 0.30 metros

CUADRO No. 17

Perfil estratigráfico

PERF.	Profundidad en Pies	L.L %	I.P	Gravedad Específica	Densidad Seca	Clasificación AASHTO
1	0 - 3	N.L	N.P	2.63	2.22	A - 1 - b
	3 - 8.2	N.L	N.P	2.88	2.22	A - 1 - b

CUADRO No. 18

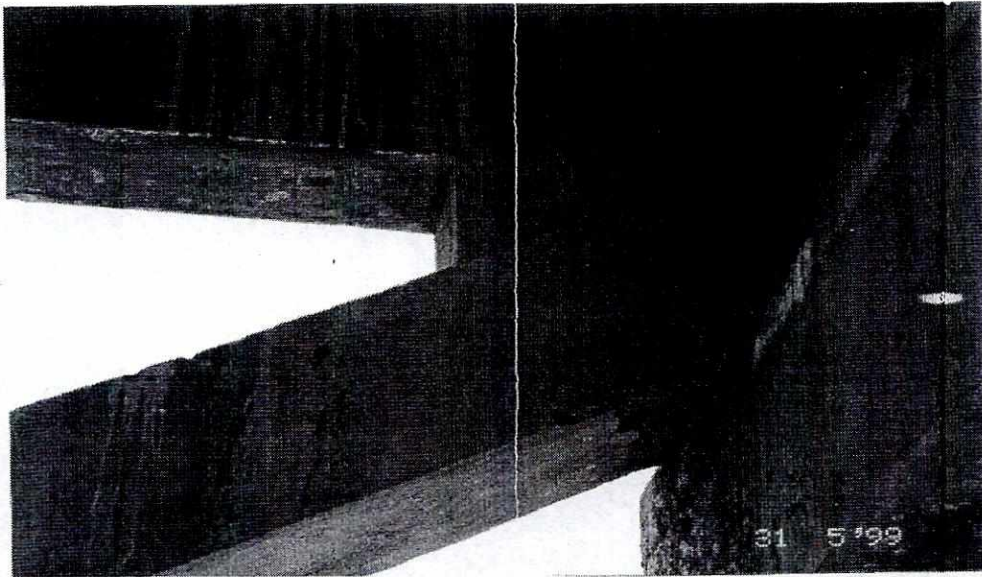
Tramo	Soportes	Luz Entre soportes (m)	Componentes Superestructura a	Dimensión de vigas	Condición Estructural	Observación
1	Estribo -pila	22	2 vigas rectangulares	1.60 x 0.50 c/u	Aceptable, sin daño	Inicio de puente
2	Pila central- Pila central	22	2 vigas rectangulares	1.60 x 1.50 c/u	Aceptable sin daño	Tramo intermedio
3	Pila central a Estribo convertido a pila	27	2 armaduras de concreto	3.00 x 0.15 c/u.	Fallada y deflectada	Tramo de estudio para reparación
4	Estribo convertido a pila N pila circular	16	2 vigas rectangulares	1.60x 0.50 c/u	Aceptable, sin daño	Cambio de longitud de puente posteriormente
5	Pila circular N estribo	15	2 vigas rectangulares	1.60x 0.50 c/u	Aceptable, sin daño	Nuevo estribo, cambio anterior al daño principal

CUADRO No. 19

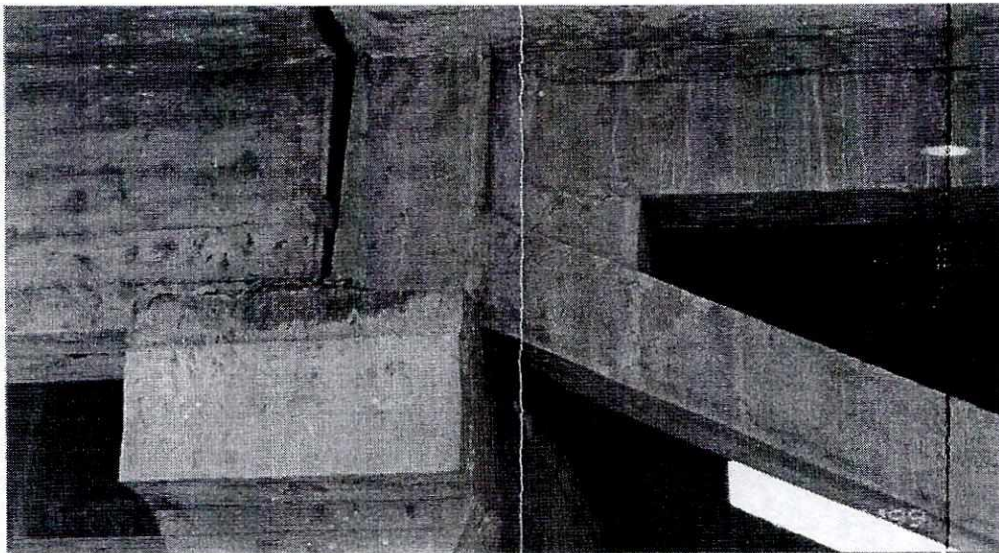
Estudio de Suelos y Cimentaciones

Tipo de material encontrado	Grava con arena de río color gris.	
Tipo de cimentación	Cimiento Directo	
Recomendada		
Capacidades portantes a	Profundidad	Pozo No. 1
Diferentes profundidades.	2.70 metros	0.00 Ton/m ²
	3.00 metros	2.0 Ton/m ²
No se considera carga	4.00 metros	11.40 Ton/m ²
hasta 2.70 metros de	5.00 metros	20.56 Ton/m ²
Profundidad en el área de	6.00 metros	28.08 Ton/m ²
la pila asentada, debido a	7.00 metros	35.60 Ton/m ²
los efectos producidos por	8.00 metros	43.13 Ton/m ²
La creciete máxima.	9.00 metros	50.65 Ton/m ²
	10.00 metros	58.17 Ton/m ²
Nivel Freático	A 30 cm de profundidad del pozo a cielo abierto efectuado	
Recomendación Especial	El presente estudio se realizó para una creciete extraordinaria	
	De 2.70 metros en el área de la pila asentada, de acuerdo al	
	Estudio hidrológico efectuado para el proyecto.	
	Se recomienda diseñar algún tipo de alerón en los aproches del	
	Puente que protejan al talud de la erosión y socavación del río y	
	que a su vez lo confinen.	
Creciente Extraordinaria	4.70 metros en la parte central del cause y 2.70 metros en la	
	Parte de la pila asentada del puente. Estos datos fueron	
	Obtenidos del estudio hidrológico realizado para una	
	recurrencia de 50 años.	

ANEXO 2



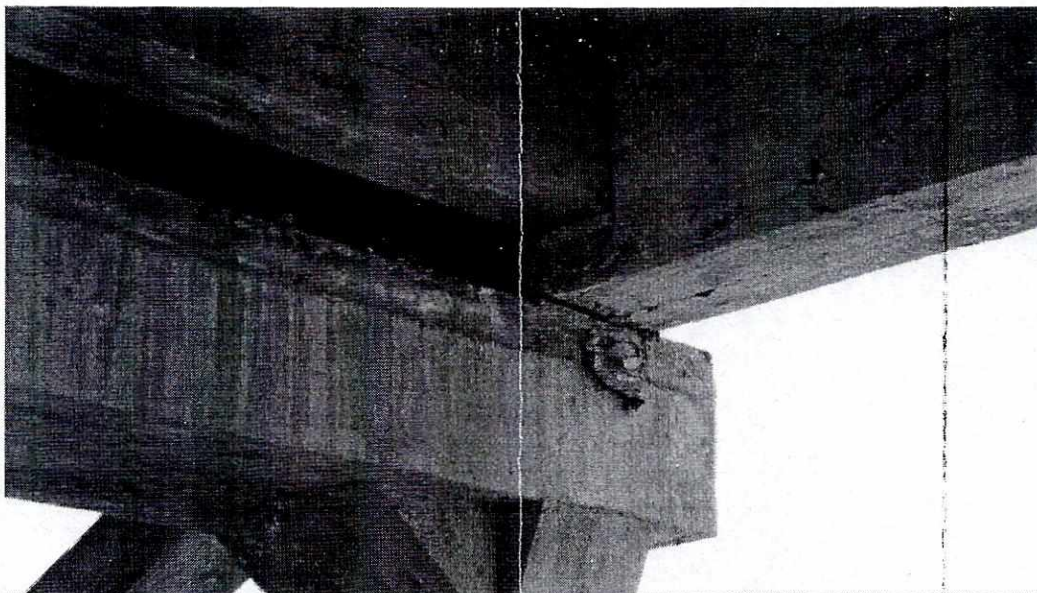
FOTOGRAFIA No.1



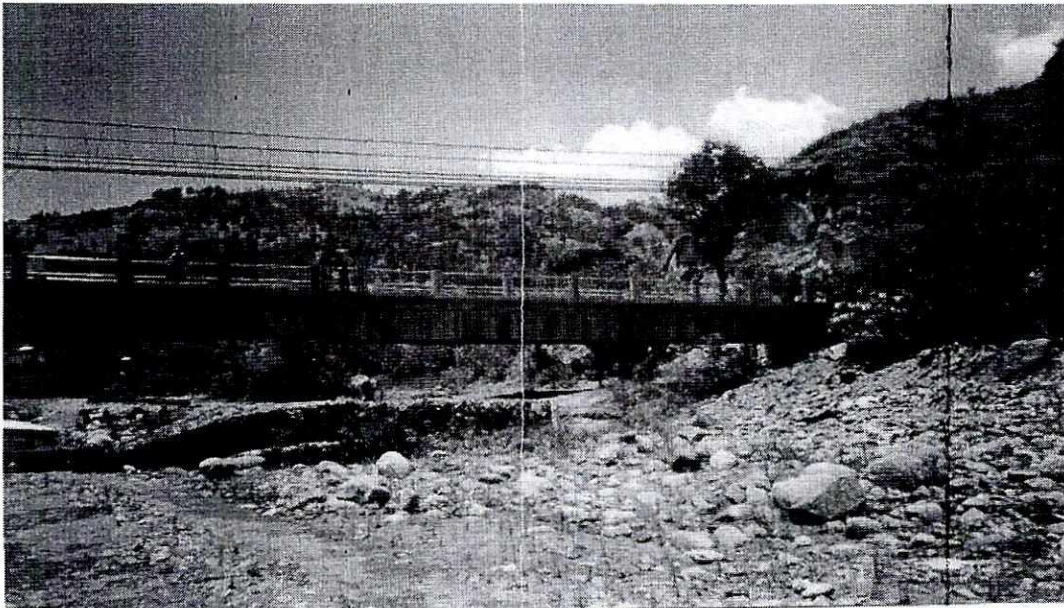
FOTOGRAFIA No.2



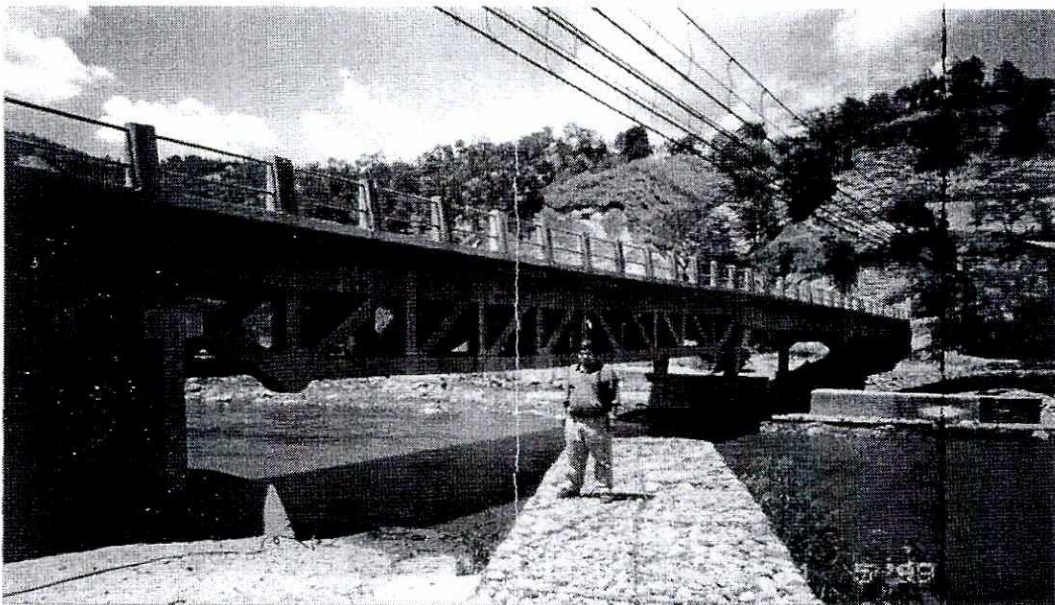
FOTOGRAFIA No.3



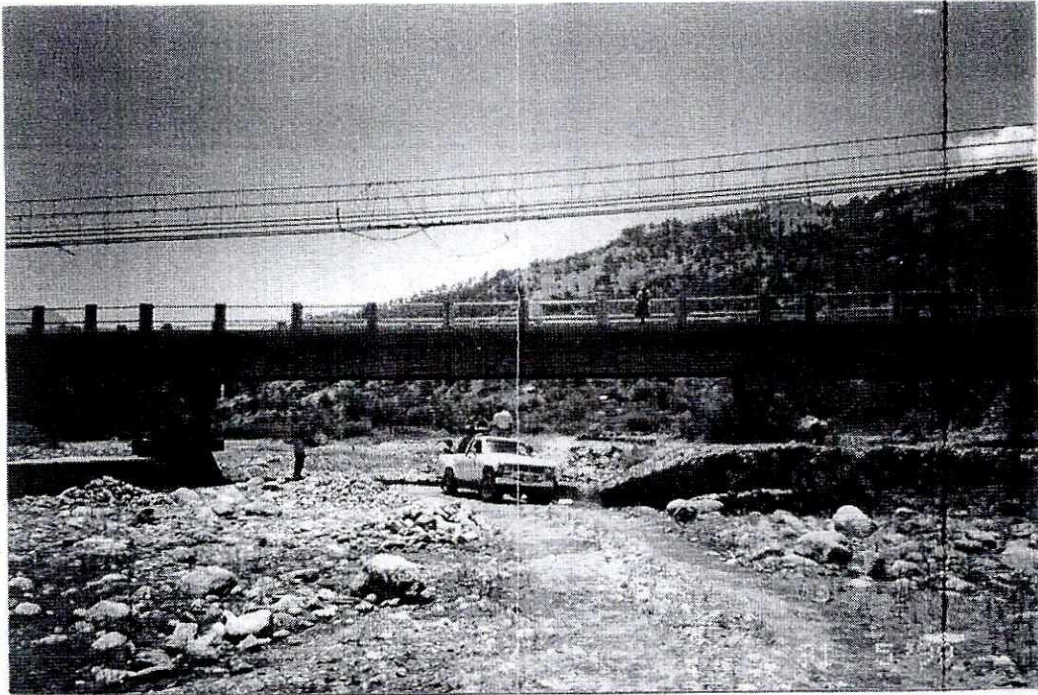
FOTOGRAFIA No.4



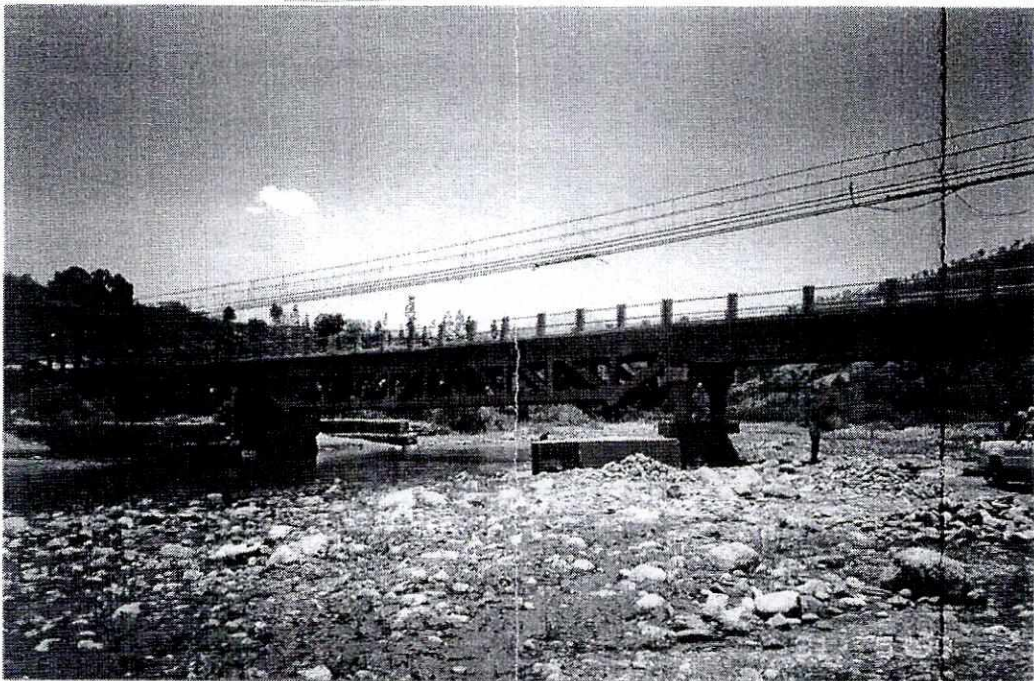
FOTOGRAFIA 5



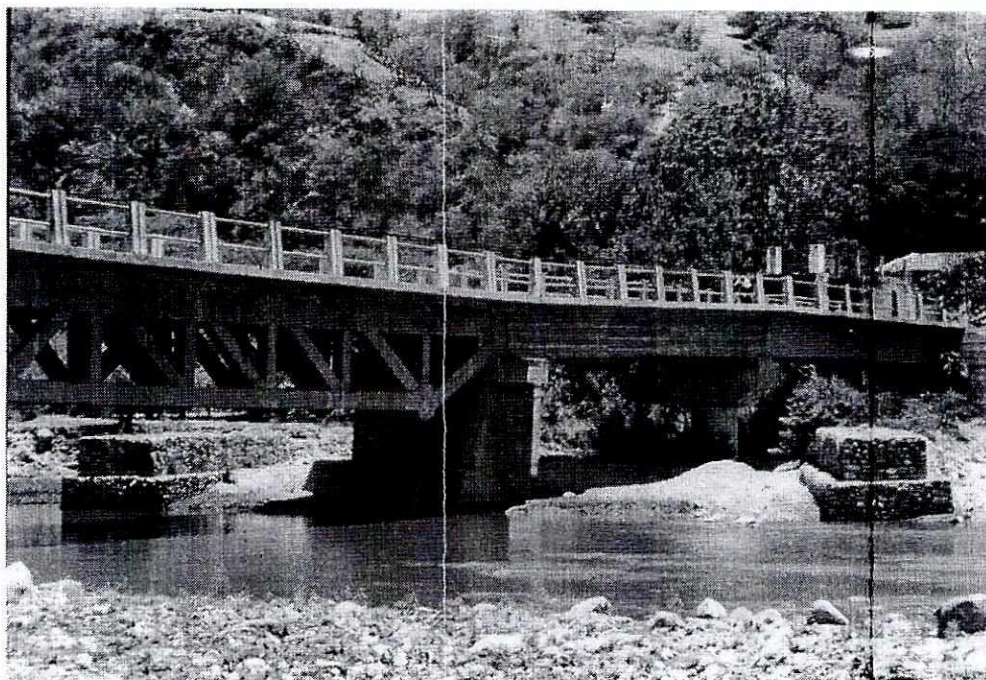
FOTOGRAFIA 6



FOTOGRAFIA 7



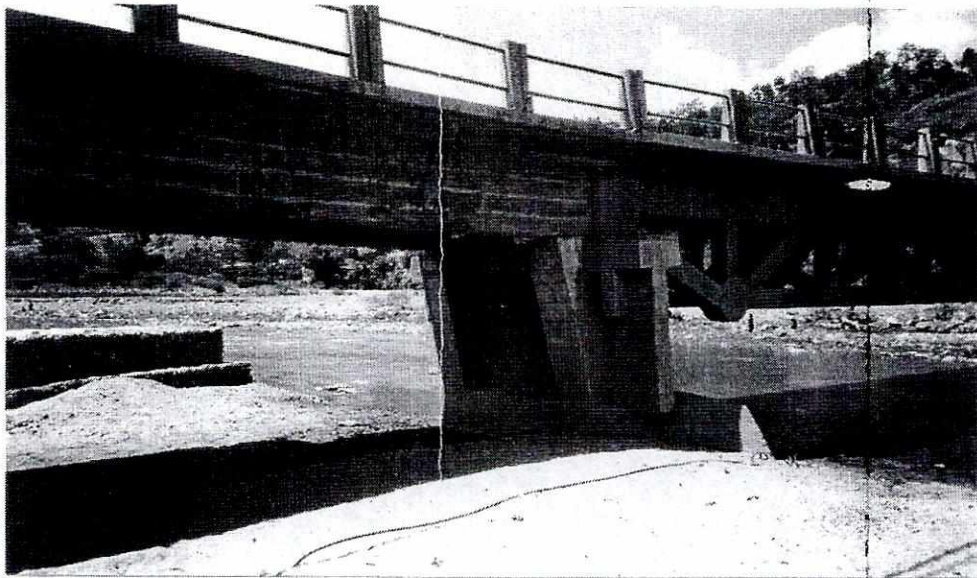
FOTOGRAFIA 8



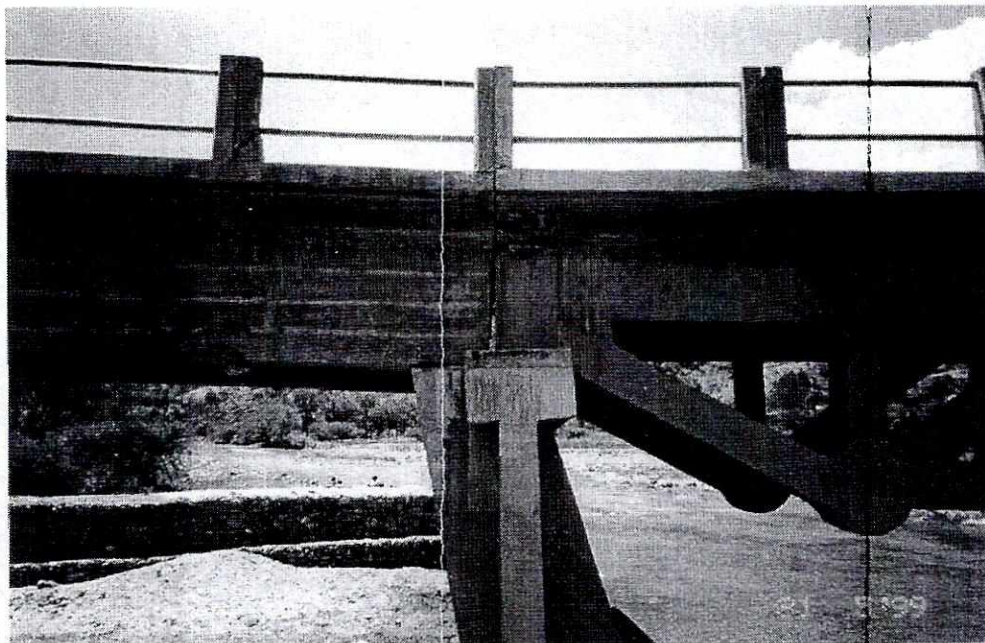
FOTOGRAFIA 9



FOTOGRAFIA 10



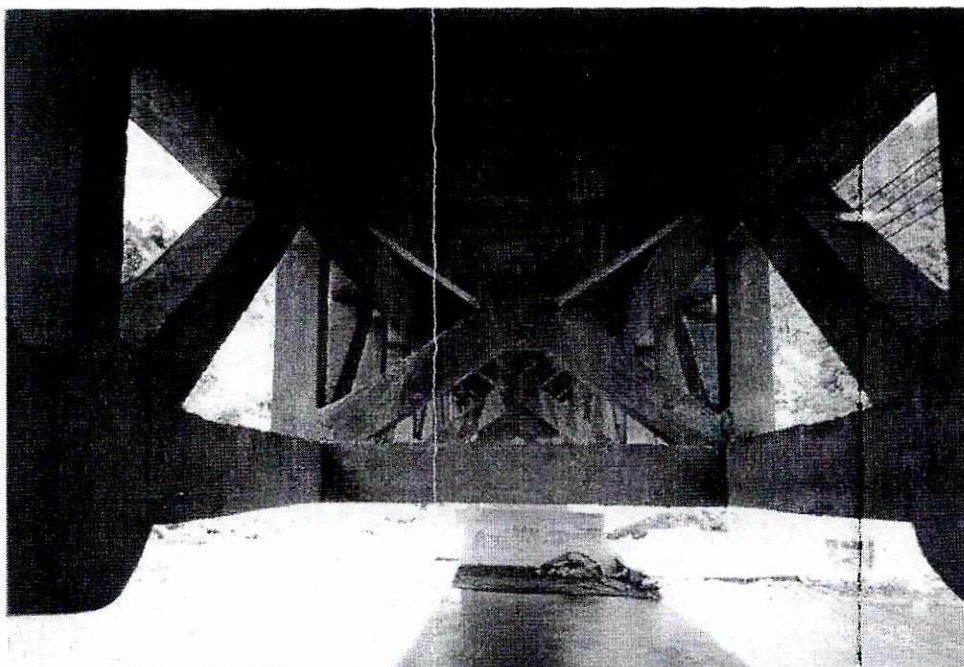
FOTOGRAFIA 11



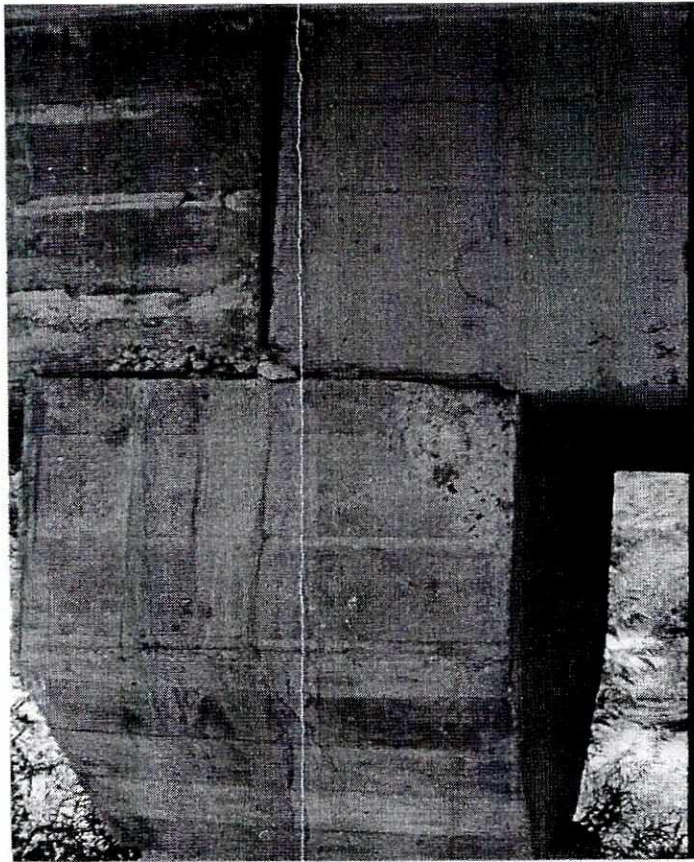
FOTOGRAFIA 12



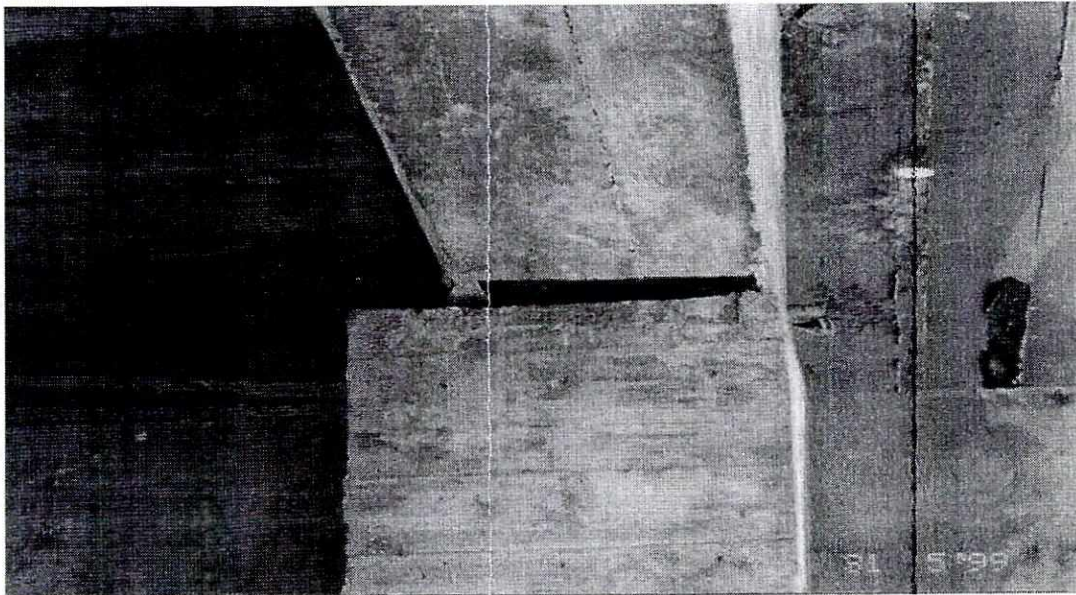
FOTOGRAFIA 13



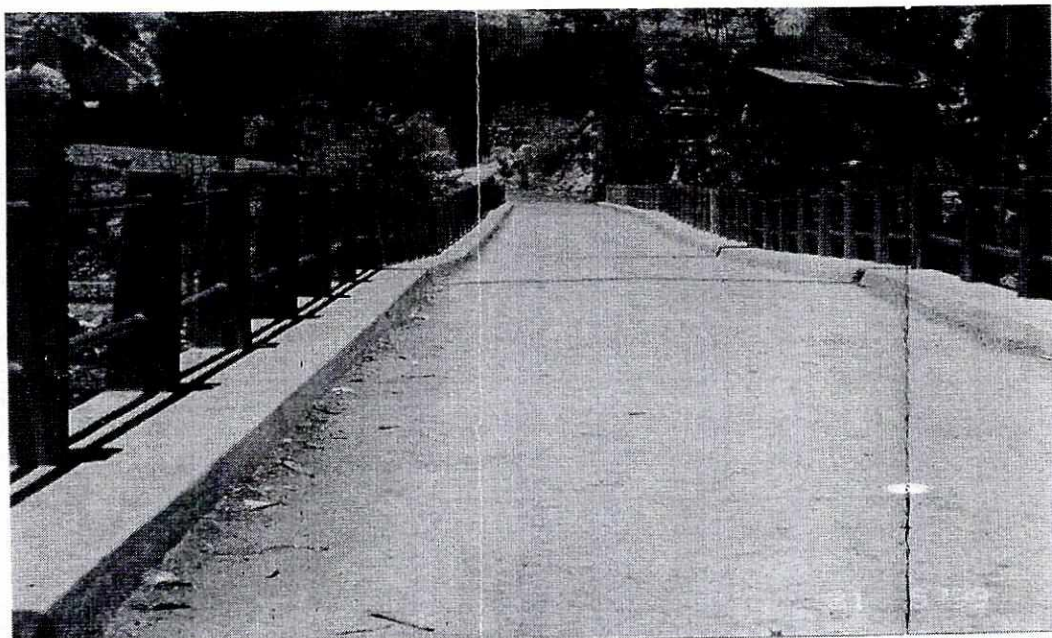
FOTOGRAFIA 14



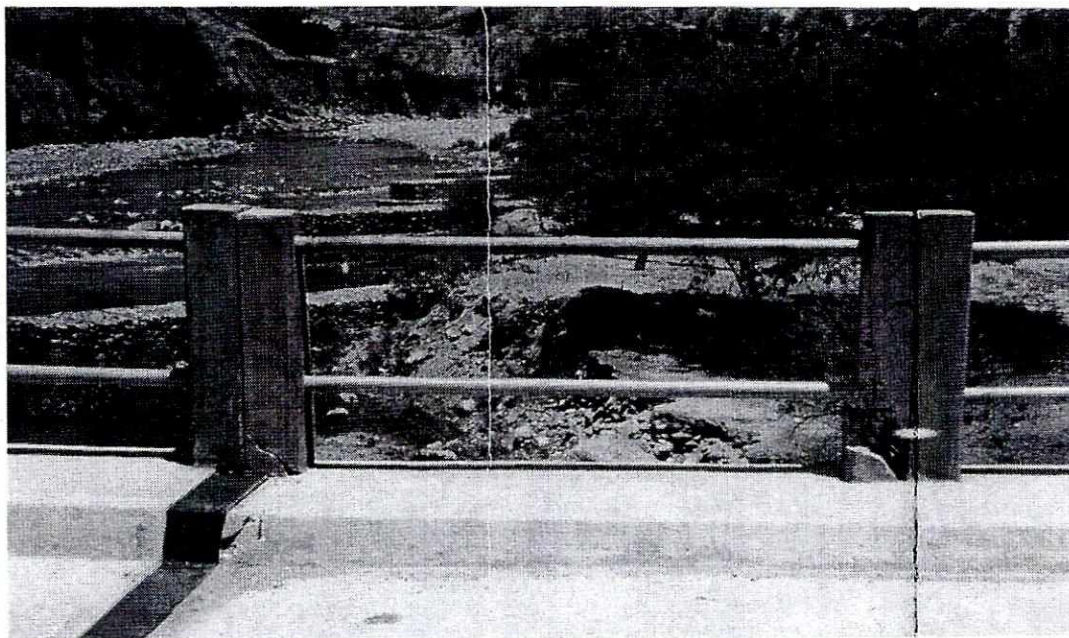
FOTOGRAFIA 15



FOTOGRAFIA 16



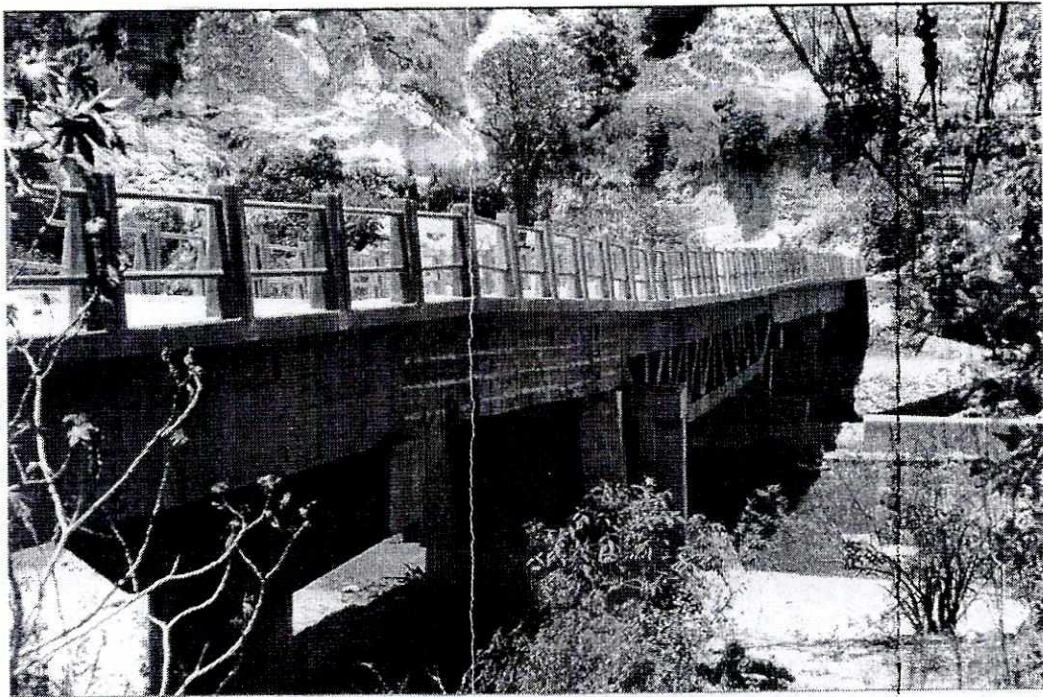
FOTOGRAFIA 17



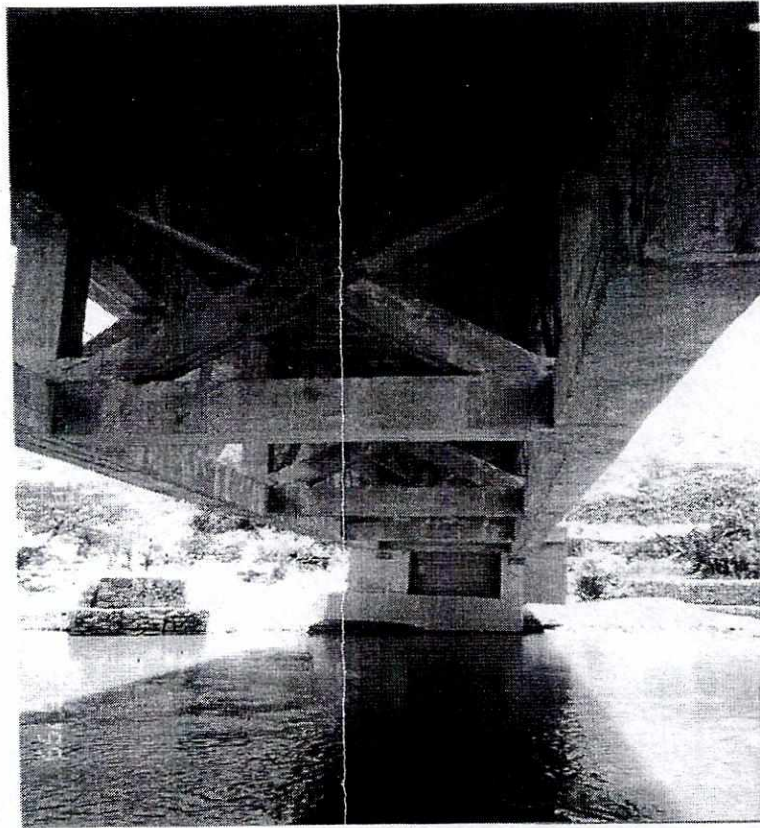
FOTOGRAFIA 18



FOTOGRAFIA 19



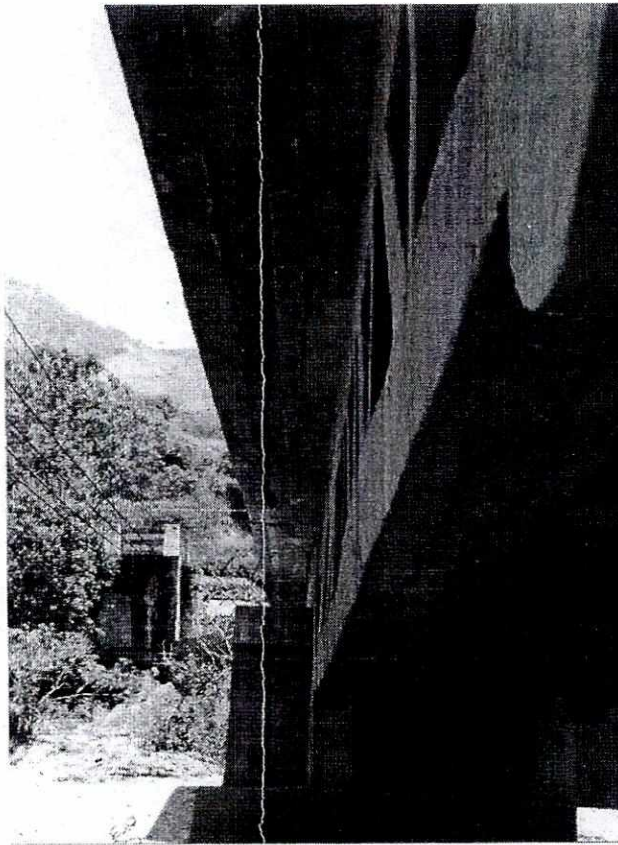
FOTOGRAFIA 20



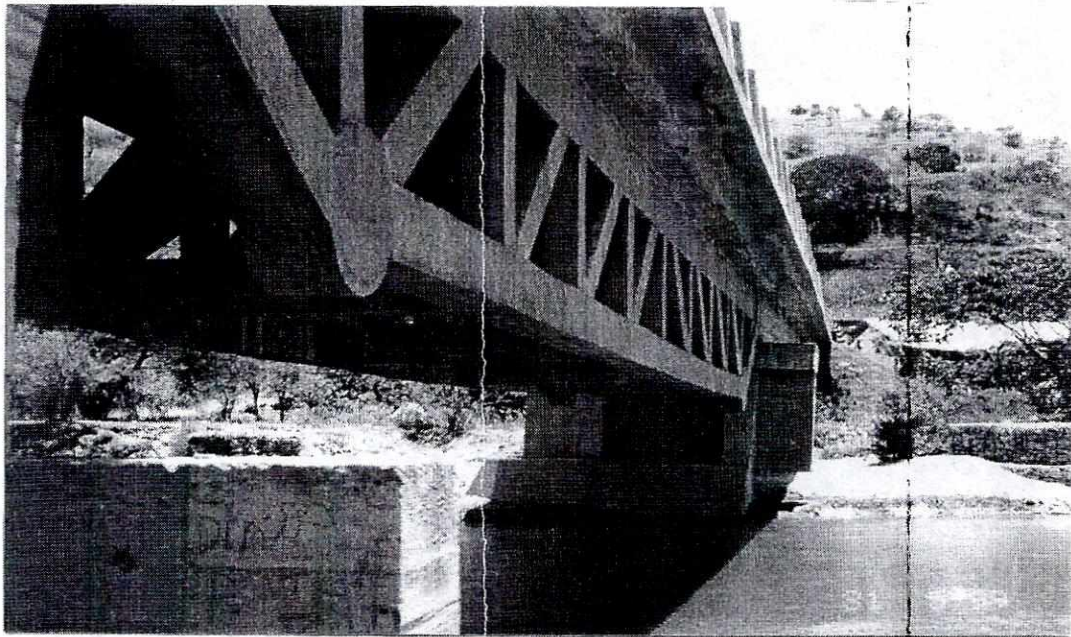
FOTOGRAFIA 21



FOTOGRAFIA 22



FOTOGRAFIA 23



FOTOGRAFIA 24

ANEXO 3

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL INTEGRAL PARA EL SISTEMA

A. Super estructura

MEMORIA DE CALCULO
PUENTE SOBRE EL RIO CUILCO SAN GASPAR IXIL HUHUTENANGO

1. Losa (ver resultados anexo 4 grafico No. 12)

CASO A:

MOMENTO POR CARGA VIVA = $\{(S + 2)/C32\} P_{20}$ EN Lbs-pie para losa de 1 pie de ancho
(NO INCLUYE IMPACTO)

Espesor Losa 7"

$$W \text{ losa} = 150 \text{ lbs/pie} \times 7/12 \text{ pie} = 87.5 \text{ lbs/pie}^2$$

S proxímadamente 6.3 pies $L_{20} = 16 \text{ kip}$

$$I \text{ impacto} = (50/L + 125) = 50/6.3 + 125 = 0.38 \quad \Rightarrow \quad I = 0.30$$

$$M_D = W L^2 / 9 = 87.8 (6.3)^2 / 9 = 385.9 \text{ lbs-pie} = 0.386 \text{ kip-pie}$$

$$M_{L+I} = 1.3 \{(6.3 + 2/32) \times 16\} = 5.395 \text{ kip-pie}$$

$$M_u = r \{\beta_o D + \beta_L (L + I)\} = 1.3 \{1 \times 0.386 + 1.67 \times 5.395\} = 12.214 \text{ kip-pie}$$

146.57 kip-pul
1692 kg-m

M_u

si tomamos como ancho de diseño

Peralte	$b = 1 \text{ pie} = 30.48 \text{ cms}$	}	AREA DE ACERO =	5.9 cms^2	No. 5 @ 10 cms ó No. 6 @ 15 cms
	$d = 17.78 - 5.0 = 12.8 \text{ cms}$				
	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$				
	$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$				
	$M_u = 1692 \text{ kg-m}$				

REFUERZO DE DISTRIBUCION

$$Ad\% = 220 / 6.3 = 87\% > 67\% \quad \text{usamos} \quad 67\%$$

$$Ad = 0.67 (5.9) = 3.95 \text{ cms}^2 = 4.0 \text{ cms/pie de ancho}$$

$$0.25 (3.95) = 1.0 \text{ cm}^2 / \text{pie de ancho}$$

ACERO DE LOSA GRADO 60

$f_y = 4219 \text{ kg/cm}^2$	}	AREA DE ACERO =	4 cms^2	No. 6 @ 20 cms
$M_u = 1692 \text{ kg-m}$				
$b = 30.48$				
$d = 17.78 - 5 = 12.8 \text{ cms}$				

$$AS \text{ distribución} = 0.67 (4.0) = 2.68 \text{ cms}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{No. 6 @ 33 cms} = 4 \text{ No. 6}$$

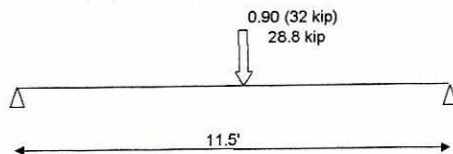
2. Rigidizantes

(ver resultados anexo grafico No. 11)

LOGITUD = 3.50 mts = 11.5 pies

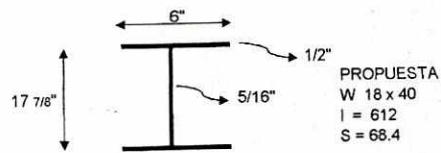
$$M_a = (87.5 \text{ lbs/pie}^2 \times 6.56 \text{ pie}) (1.5)^2 / 8 =$$

$$M_L = \text{fracción de carga} \quad S/7 = 6.3/7 = 0.9$$



$$M_L = PL/4 = 28.8 (11.5)/4 = 82.8 \text{ kip-pie} = 993.6 \text{ kip-pul}$$

Impacto = $50 / (11.5 + 125) = 0.37 = I = 0.30$
Mtotal = $113.9 + 1.30 (993.6) = 1,405 \text{ kip-pul}$



$f_b = (1405 + 7.979) / 68.4 = 20.65 \text{ Ksi} < 0.60 (36) = 21.63 \text{ ksi}$ OK chequea

CORTE

$V_{max} = \{28.8 + (40 \times 11.5 / 2)\} / 1000 = 29 \text{ kip}$
3 pernos A-325 \varnothing 3/4" capacidad = $3 \times 13.3 = 39.9 \text{ kip}$
 $2 \times 18 = 36 \text{ kip}$

APOYO EN EL EXTREMO

2 pernos A-325 \varnothing 7/8" capacidad = 36 kip
Carga actuante = 29 kip

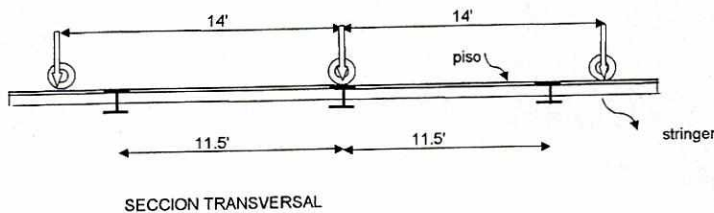
$A_v = (15 - 2 \times 7/8) \times 5/16 = 4.14 \text{ pul}^2 \Rightarrow f_v = 29 / 4.14 = 7.0 \text{ ksi}$ o $f_v = 36 / 4.14 = 8.7 \text{ ksi}$

$F_v = 0.40 F_y = 14.14 \text{ ksi}$ OK chequea

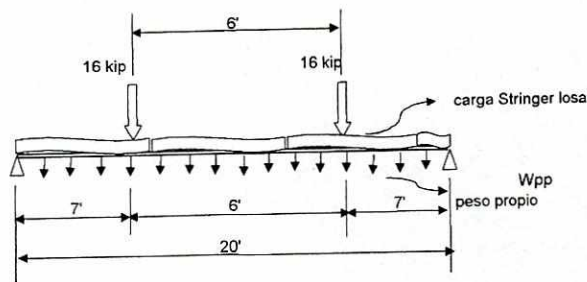
Si Hay Desgarramiento = $A_v = (8 + 3.5) \times 5/16 = 3.6 \text{ pul}^2$

$0.30 A_v F_u = 0.30 (3.6)(58) = 62 \text{ kip}$ OK chequea

3. Viga de piso (ver resultados anexo 4 grafico No. 11)



SECCION TRANSVERSAL



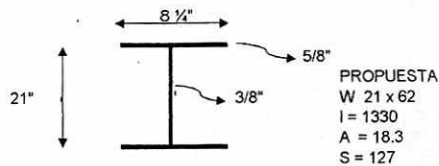
$ML = P_a = 16 \times 7 = 112 \text{ kip-pie} \times 1.3 (\text{impacto}) = 145.6 \text{ kip-pie}$

$M_a \text{ Stringer} = \{(87.5 \text{ lbs/pie}^2 \times 11.5 \text{ pie}) + (40 \text{ lb/pie} \times 3) / (20 \text{ pies})\} (20)^2 / 8$
 $\{1006 \text{ lbs/pie} + 69 \text{ lbs/pie}\} (20)^2 / 8 = 53762 \text{ lbs-pie} = 53.76 \text{ kip-pie}$

$ML + M_a \text{ stringer} = 145.6 + 53.76 \text{ aproximada} = 200 \text{ kip-pie} = 2400 \text{ kip-pul}$

S requerida = $2400 \text{ kip-pul} / 20 \text{ ksi} = 120 \text{ pul}^3$

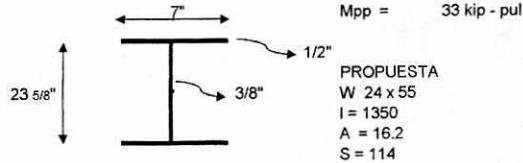
$M_{pp} = 62 \times (20)^2 / 8 = 3100 \text{ lbs-pie} = 3.1 \text{ kip-pie} = 37.2 \text{ kip-pul}$



$$M_{total} = 2400 + 37.2 = 2437.2 \text{ kip-pul}$$

$$f_b = 2437.2/127 = 19.2 \text{ ksi} < 0.6(36) = 21.6 \text{ ksi}$$

AFINADO SECCION
Si usamos W 24 x 55



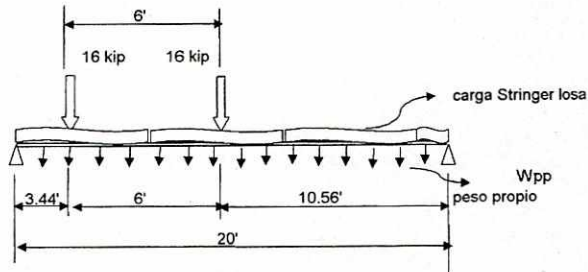
$$M_{pp} = 33 \text{ kip-pul}$$

$$M_{total} = 2433 \text{ kip-pul}$$

$$f_b = 2433/114 = 21.34 \text{ ksi} < 0.60(36) = 21.65 \text{ ksi} \quad \text{OK CHEQUEA}$$

$$REACCION R = \{16 \text{ Kip} + (1075 + 55)/1000 \text{ lbs/kip}\} \text{ lbs/pie} \times 20/2 \text{ pie} = 27.3 \text{ kip}$$

SI EL VEHICULO ESTA EN UNA ORILLA



$$R_1 = P/L (L-a+b) = 16/20 \{(20-3.44+10.56)\} = 21.7 \text{ kip}$$

$$R_2 = 2 \times 16 - 21.7 = 10.30 \text{ kip}$$

$$M_1 = R_1 \times a = 74.65 \text{ kip-pie} \times 1.3 = 97 \text{ kip}$$

$$M_2 = R_2 \times b = 108.7 \text{ kip-pie} \times 1.3 = 141.4 \text{ kip}$$

CONTROLA VEHICULO CENTRADO

$$\text{Reacción por stringer losa} = 1075 \text{ lbs/pie} \times 20/2 \text{ pie} = 10750 \text{ lbs} = 10.75 \text{ kip}$$

$$\text{Reacción total} = 21.7 + 10.75 + 0.55 = 33 \text{ kip}$$

$$\text{Si usamos A-325 } \varnothing 1" \text{ capacidad} = 2 \times 23.6 = 47.2 \text{ kip}$$

SI UTILIZAMOS CARGA ULTIMA

$$M_v = 1.3 \{(53.8 + 33/12) + 1.67(145.6)\} = 389.6 \text{ kip-pie} = 4675 \text{ kip-pul}$$

$$\text{usando viga W 24 x 55} = Z = 134 \quad M_u = F_y Z = 36 \times 134 = 4824 \text{ kip-pul} \quad \text{OK chequea}$$

$$\text{Usamos A-325 } \varnothing 7/8" \text{ capacidad} = 54 \text{ kip} \quad A_v = (21-3 \times 7/8) \times 0.50 = 9.2 \text{ kip}$$

$$\text{actuante} = 33 \text{ kip} \quad F_v = 33/9.2 = 3.6 \text{ ksi}$$

$$F_v = 0.40(36) = 14.4 \text{ ksi}$$

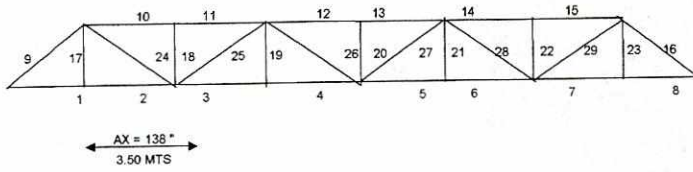
Soldadura:

$$(4 \times 0.928) \text{ (kip/pul)} \times 21" \times 2 = 155 \text{ kip} \quad \text{OK chequea}$$

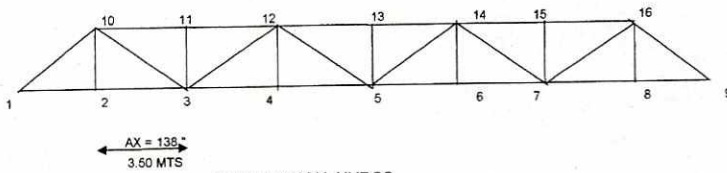
4. Armaduras de tramo

(ver resultados anexo 4 grafico No. 11)

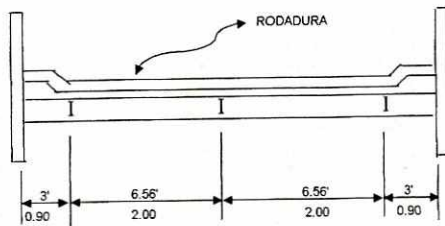
Procedemos a la numeración de elementos y nudos quienes nos ayudaran a manejar los datos del analisis estructural computarizado



NUMERACION ELEMENTOS



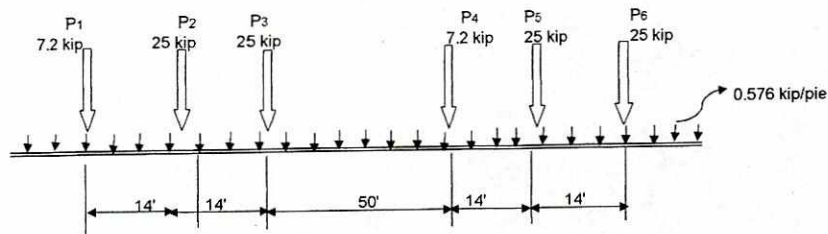
NUMERACION NUDOS



SECCION TRANSVERSAL DE PUENTE

CHEQUEO DE LINEA DE CARGA (TRUCK AND LANE LOAD)

HL - 93S



	P1	P2	P3	P4	P5	P6
a) CASO 1	nudo 2	nudo 3	nudo 4	nudo 8	nudo 9	-----
b) CASO 2	nudo 1	nudo 2	nudo 3	nudo 7	nudo 8	nudo 9
c) CASO 3	-----	nudo 1	nudo 2	nudo 6	nudo 7	nudo 8

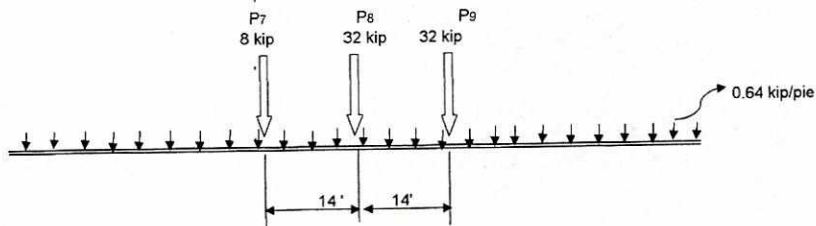
REACCION A CADA NUDO INFERIOR
 POR (LOSA + STRINGER+ VIGA DE PISO)

(De Cada armadura)

$10.75 + 0.55 = 11.3 \text{ kip}$ \Rightarrow Pd = 11.3 kip

(TRUCK AND LANE LOAD)

HL - 93M

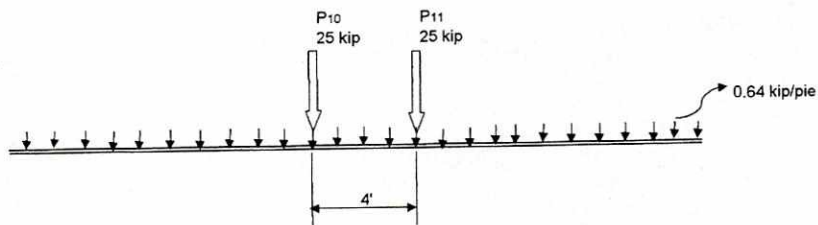


	P7	P8	P9
a) CASO 4	nudo 2	nudo 3	nudo 4
b) CASO 5	nudo 3	nudo 4	nudo 5
c) CASO 6	nudo 4	nudo 5	nudo 6

Pd = 11.3 kip cada nudo de cada armadura

(TANDEM AND LANE LOAD)

HL - 93K



	P10 y P11
a) CASO 7	nudo 2
b) CASO 8	nudo 3
c) CASO 9	nudo 4
c) CASO 0	nudo 5

Pd = 11,3 kip cada nudo de cada armadura

DISEÑO DE ELEMENTOS

(ver resultados anexo 4 grafico No. 13)

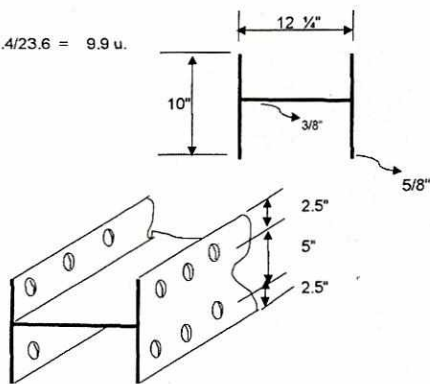
CORDON INFERIOR

W 12 x 58
 A= 17 pu²
 ry= 2.51 pul
 ly= 107 pul

de analisis computarizado
 Tension = 233.4 kip

No pernos Ø 1" A 325 = $233.4/23.6 = 9.9$ u.

colocar 6 pernos en cada ala



$$A(\text{area neta}) = 17.0 - 4(1 + 1/8)(5/8) = 14.2 \text{ pul}^2$$

$$A(\text{efectiva}) = C_t A_n = 0.90(14.2) = 12.8 \text{ pul}^2$$

$$\text{Capacidad} = 0.55 F_y A_e = 0.55(36)(12.8) = 253 \text{ kip} > 233 \text{ kip OK chequea}$$

CORDON SUPERIOR

W 12 x 58 $A = 17 \text{ pul}^2$ de analisis computarizado
 $r_y = 2.51 \text{ pul}$ Compresión = 248.4 kip
 $r_x = 107 \text{ pul}^4$

$$A_n = 14.2 \text{ pul}^2$$

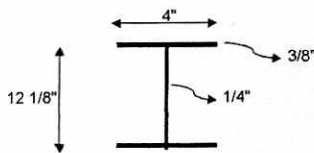
$$A_e = 0.90(14.2) = 12.8 \text{ pul}^2$$

$$\text{Capacidad} = 0.55(36)(12.8) = 253 \text{ kip} > 248.4 \text{ kip OK chequea}$$

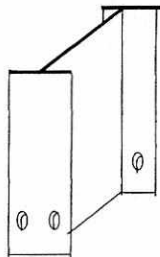
$$K/r = 138/2.51 = 55 \Rightarrow F_a = 17.9 \text{ ksi capacidad } 17.9 \text{ ksi } (17) = 304 \text{ kip OK}$$

ELEMENTOS VERTICALES

W 12 x 19 $A = 5.57 \text{ pul}^2$ de analisis computarizado
 $r_y = 0.822 \text{ pul}$ Tensión = 46.8 kip
 $r_x = 3.76 \text{ pul}^4$



No pernos Ø 1" A 325 = $46.8/23.6 = 1.98$ u. 2 unidades por ala o 8 Ø 5/8"



$$A_n = 5.57 - 4(1 + 1/8)(3/8) = 3.88 \text{ pul}^2$$

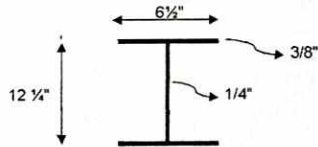
$$A_e = 0.85(3.88) = 3.33 \text{ pul}^2$$

capacidad = $0.55 (36)(3.3) = 65.3 \text{ kip} > 46.8 \text{ kip OK}$ chequea
 compresión = 0.41 kip $KI/r = 118/0.822 = 144 \Rightarrow Fa = 7.20 \text{ ksi}$
 $fa = 0.41/5.57 = 0.07 \text{ ksi despreciable}$

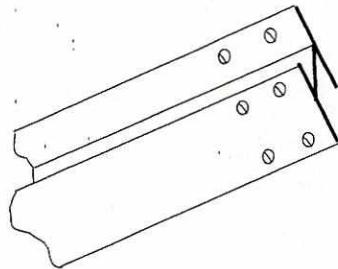
ELEMENTOS DIAGONALES

(ver resultados anexo grafico No. 12 Y 13)

W 12 x 26 $A = 7.65 \text{ pul}^2$ de analisis computarizado
 $r_y = 1.51 \text{ pul}$ Tensión maxima = 105.8 kip
 $r_x = 17.3 \text{ pul}$ Compresión maxima = 75.9 kip



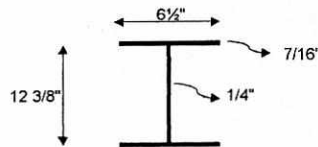
No pernos $\emptyset 1'' A 325 = 105.8/23.6 = 4.5 \text{ u.}$ 4 unidades por ala



$A_n = 7.65 - 4(1 + 1/8'') (3/8'') = 5.96 \text{ pul}^2$
 $A_e = 0.85 (5.96) = 5.07 \text{ pul}^2$
 capacidad = $0.55 (36)(5.07) = 100.4 \text{ kip} > 105.8 \text{ kip NO}$ chequea

W 12 x 30 $A = 8.79 \text{ pul}^2$ de analisis computarizado
 $r_y = 1.52 \text{ pul}$ Tensión maxima = 105.8 kip
 $r_x = 20.3 \text{ pul}$ Compresión maxima = 75.9 kip

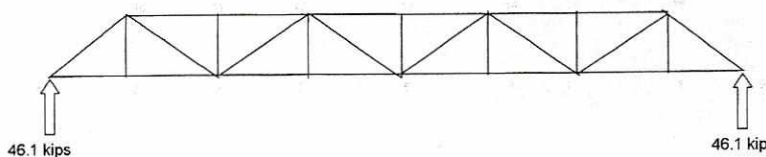
CAMBIAMOS SECCION A
WF 12 x 30



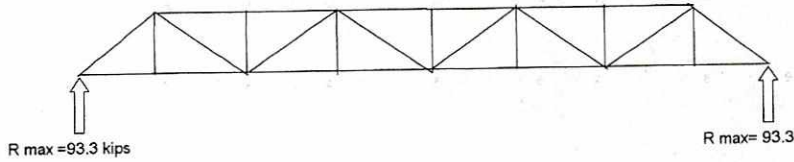
$A_n = 8.79 - 4(1 + 1/8'') (7/16'') = 6.82 \text{ pul}^2$
 $A_e = 0.85 (6.82) = 5.80 \text{ pul}^2$
 capacidad = $0.55 (36)(5.80) = 114.8 \text{ kip} > 105.8 \text{ kip OK}$ chequea
 $KI/r = 181.69/1.52 = 120 = fa = 10.28 \text{ ksi} < fa = 75.9/8.79 = 8.6 \text{ ksi OK}$ chequea

REACIONES

Del analisis estructural computarizado

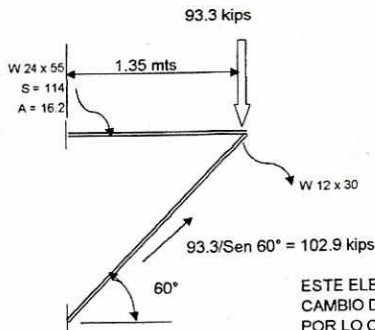
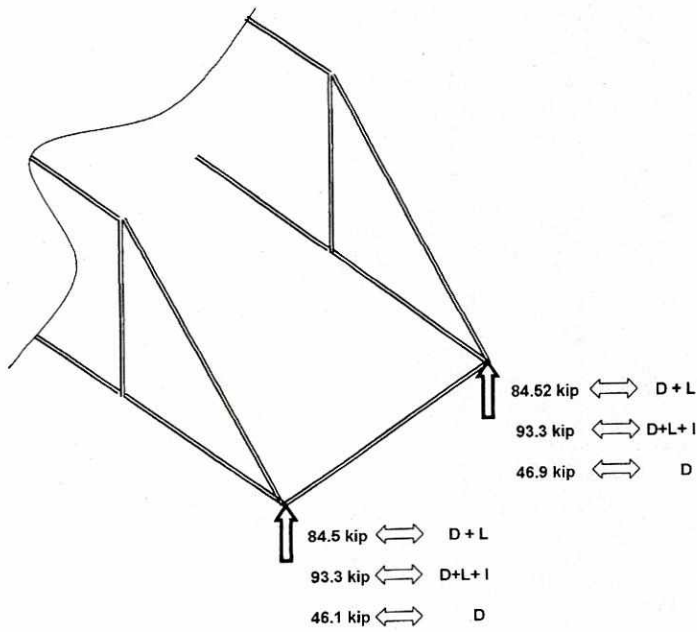


POR CARGA MUERTA



MUERTA + VIVA + SISMO

$R_D = 46.1 \text{ kip}$
 $R_{D+L} = 47.2 \text{ kip}$
 $R_L = 47.2 / 1.23 = 38.4 \text{ kip}$
 $R_{D+L} = 46.1 + 38.4 = 84.5 \text{ kip}$



(ver resultados anexo 4 grafico No. 12)

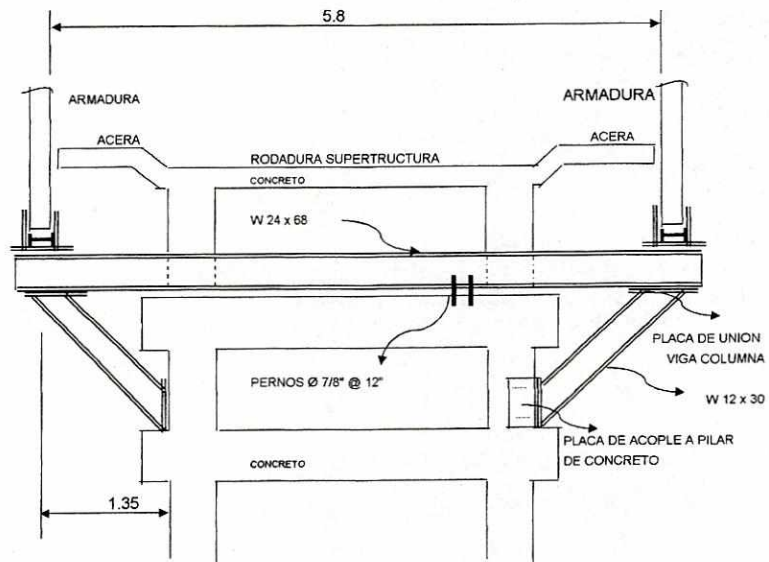
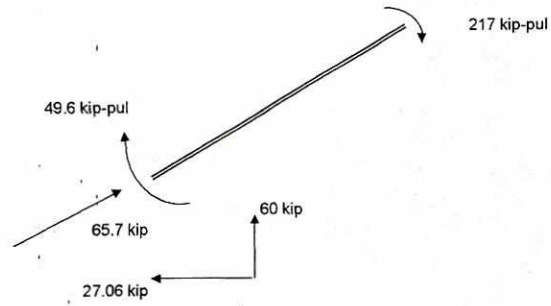
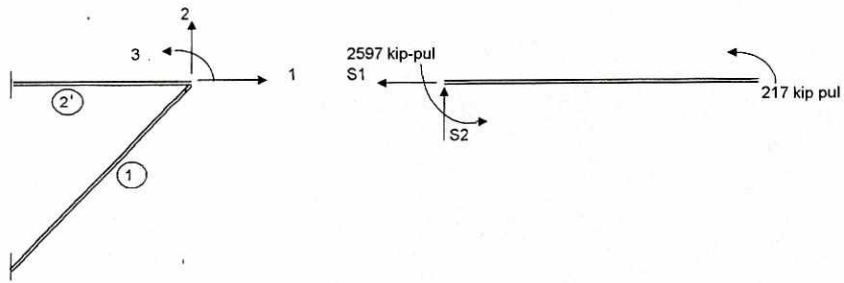
$\phi = 0.91$ $KI/r = 130/1.52 = 86$
 $\alpha = 0.42$

$F_a = 14.67 \text{ ksi}$

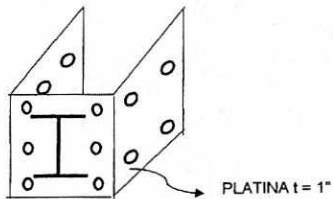
compresión = $14.67 (8.79) = 128.9 \text{ kip}$

ESTE

ESTE ELEMENTO ES EL QUE FORMA PARTE DEL CAMBIO DE SUPERESTRUCTURA DE ACERO A CONCRETO POR LO CUAL HAY UN CAMBIO DE ANCHO DE SUPERESTRUCTURA SE REQUIERE CARGAR LAS ARMADURAS DE ACERO Y LAS VIGAS DE CONCRETO DEL TRAMO ADYACENTE

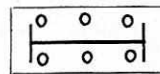


SECCION TRANSVERSAL



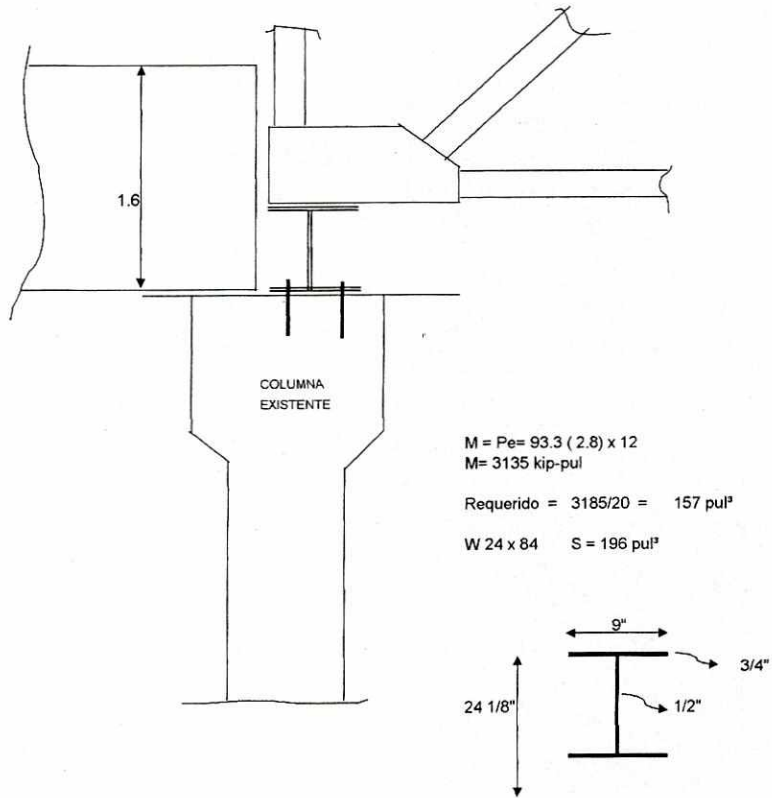
14 PERNOS Ø 7/8"

ISIMETRICO DE PLACA DE ACOUPLE A PILAR DE CONCRETO



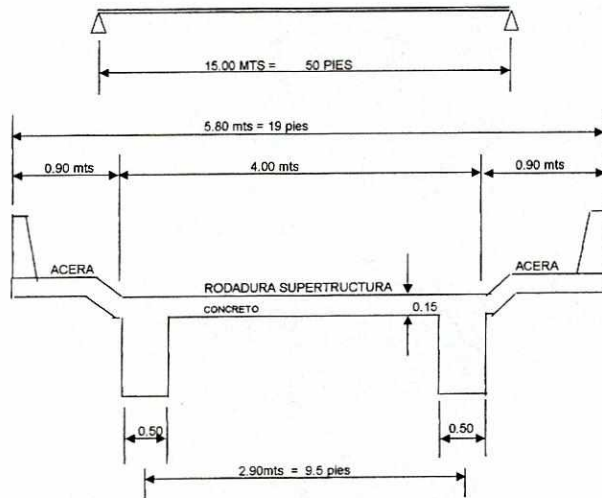
6 PERNOS Ø 7/8"

PLACA DE UNION VIGA COLUMNA



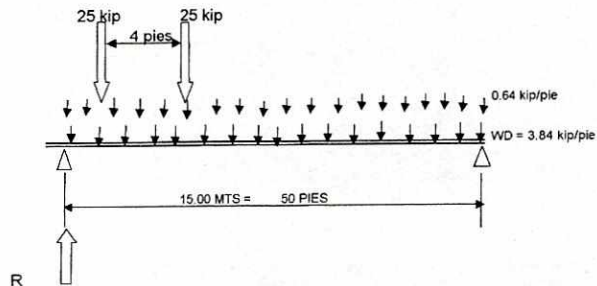
B. SUB ESTRUCTURA

1. Pilastra central de apoyo (ver resultados anexo 4 grafico No. 12)



HL 93 K

TANDEM AND LANE LOAD



CASO CRITICO PARA EL SOPORTE IZQUIERDO

Wd = losa + vigas = 150 lbs/pie x (6/12 pie x 19 pie) + 150 lbs/pie x (20/12 pie x 58/12)(2)
 1425 lbs/pie + 1208 x 2 = 3841 lb/pie = 3.84 kip/pie

I impacto = 50/50 + 1.25 = 0.286

R d+i = {3.84 + 1.286 (0.64)} (50)/2 + 1.286 (50)

116.60 + 64.3 = 180 kip

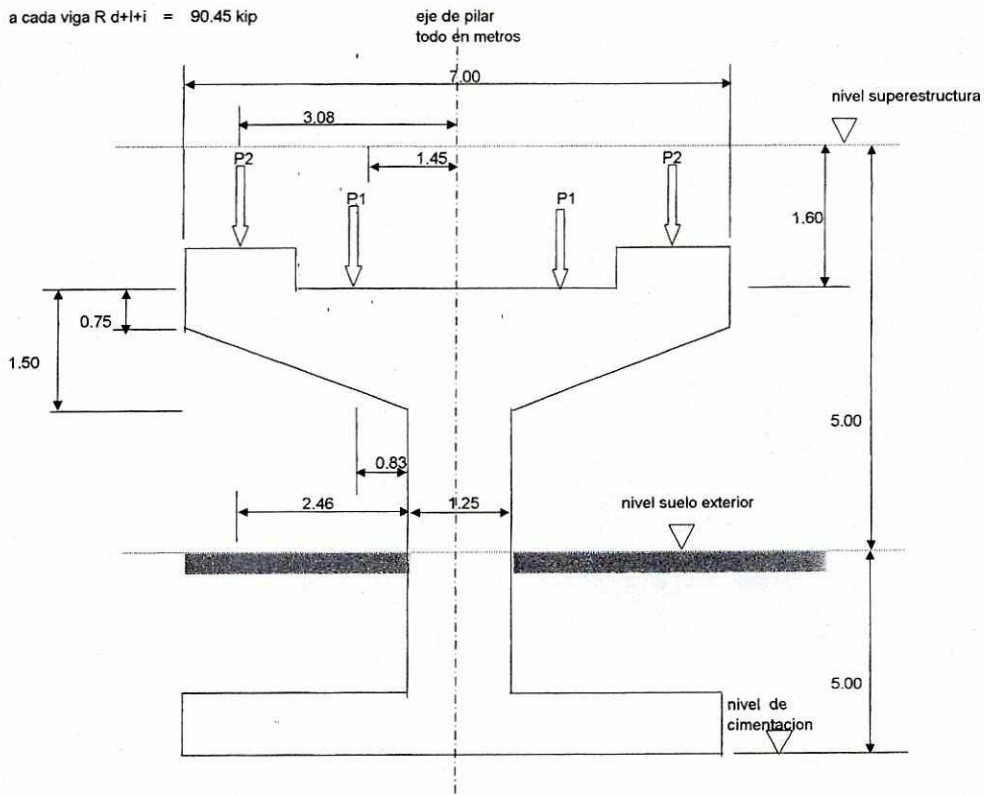
R d + i = {(3.84 + 0.64)(50)/2 + 50} = 162 kip

R d = 3.84 kip/pie x 50/2 pie = 96 kip

RI = 0.64 x 50/2 + 50 = 66 kip x 1.286 = 84.9 kip

a cada viga R d+i = 162/2 = 81 kip

a cada viga R d+i = 90.45 kip



P2 d + l + i	= 93.3 kip	P2 l	= 38.4 kip	P2 l + i	= 47.2 kip
P1 d + l + i	= 90.4 kip	P1 l	= 33.0 kip	P1 l + i	= 42.4 kip
P2 d + l	= 84.5 kip	P2 d	= 46.1 kip		
P1 d + i	= 81 kip	P1 d	= 48 kip		

Mu (a rostro columna) = 1.3 {(46000/2.2) + 1.67 (47200)/2.2} x 2.46 +

1.3 {(48000/2.2) + 1.67 (42400)/2.2} x 0.83

181594 + 58270 = 239864 kg - m

peso propio 2400 x 0.70 x 1.13 x 1.4 x 2.96/2 = 6318 kg-m

Mtotal = 246182 kg - m

calculo por medio de programa

b = 70 cms
 d = 150-10 = 140 cms
 fc = 210 kg/cm²
 fy = 2810 kg/cm²
 fy = 4219 kg/cm²
 a = 16.6 cms

}
 opcion 1
 opcion 2

As opcion1 = 73.9 cms² 15 No. 8
 As opcion2 = 49.2 cms² 10 No. 8

A 1.25 mts del apoyo

$$M_u = 1.3 \{ (46100/2.2) + 1.67 (47200/2.2) \} \times 1.21 \text{ mts} = 89320 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$+ 1.4(2400 \times 0.70 \times 1.13) (1.21)^2/2 = 1945 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Mtotal = 91265 kg - m
 a = 7.6 cms
 As = 34.0 cms²

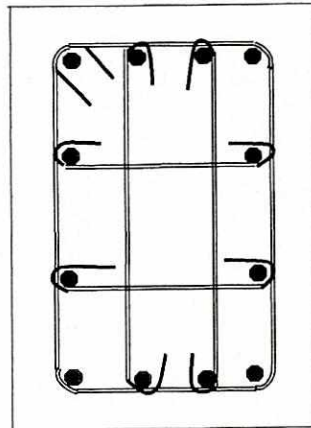
b = 70
 d = 120-10 = 110 cms
 4 No. 8

CORTANTE:

Vu = (181594/2.46) + (58270/0.83) + 6538 = 150560 kg

ØVc = 0.85 (0.53) 210 (70) (140) = 63978 kg

S = (Ø Av Fy d)/(Vu - ØVc) = (0.85)(4 x 1.27 x 2810 x 140)/(150560 - 63978) = 19.6 cms.



SISMO (elastico)

V = Cs W

Cs = 1.2 As/T^{2/3}
 S = 1.5
 W = peso tributario de superestructura + peso viga + peso 1/2 h cal.
 = 85.5 ton + 15.11 ton + 21.65/2 = 111.48

T = 2p/w w = K/M

K = 3Ei/h³ = $\frac{3 (15100) (210) (p) (125) / 64}{(735)^3} = 19813 \text{ kg/cm}$

M = w/g = 111480 kg / 981 cm/seg² = 113.6

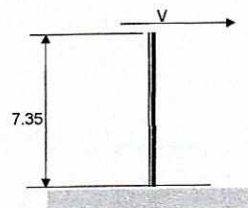
T = $\frac{2 p}{(19813) / (113.6)}$

Cs = 1.2 (0.35) (1.5) / (0.48)^{2/3} = 1.03 < 2.5 (0.35) = 0.88

V = 0.88 (111.48) = 98.1 ton

factor R = 3 single column fa = 11148/12270 = 9.1 kg/cm² < 0.2fc = 42 kg/cm²

Ø = 0.90 porque carga axial 111.48 ton



Momento = 98.10 ton x 7.35 m x 1000 = 721055 kg-m

Mu = 721055 / R = 240351 kg-m \longleftrightarrow momento de diseño

Pu = 111480 kg e/h = $\frac{240351 / 111480}{1.25} = 1.72$

K' = Pu / ϕ fc h² = 111480 / (0.90) (210) (125)² = 0.04

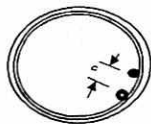
h = $\frac{125 - 2(8 + 1.27 + 2.54)}{125} = 0.81$

K' = e/h = 0.04 x 1.72 = 0.069 Pm = 0.3

m = fy / 0.85 fc = 2810 / 0.85 (210) = 15.7 r = 0.30 / 15.7 = 0.019

As = 0.19 [p (125)² / 4] = 234 cms²

46 No. 8 = 233 cms² OK



Perimetro = p d = 3.1416 x (101) = 318 cms

S = 318 / (46 - 1) = 7.0 cms

si usamos hierro grado 60

fc = 4000 m = 4219 / (0.85) (280) = 17.66

r = 0.20 / 17.33 = 0.011 KL = 0.028

K'e/h = 0.028 (1.72) = 0.05

As = 0.011 (12271) = 140 cms² \longleftrightarrow 28 No. 8

si usamos hierro grado 60 y concreto 3000 psi.

r = 0.30 / 23.67 = 0.013

As = 0.013 (12271) = 155 cms² \longleftrightarrow 30 No. 8

ZUNCHO

rs = 0.45 [(Ag/Ac) - 1] fc / fyk } TOMAR EL MAYOR

ó

rs = 0.12 fc / fy h =

rs = 0.45 { [p (125/4)²] / [p (106.46)²/4] - 1 } 210 / 4219 = 0.008

rs = 0.12 (210) / 4219 = 0.006 tomamos 0.008

rs = 0.008

rs = $\frac{as p (Dc - ds)}{(p Dc^2/4) S}$

S = $\frac{as p (Dc - Db)}{(p Dc^2) rs} = \frac{1.27 (3.1416) (106.4 - 1.27)}{(3.1416)(106.4)^2/4 (0.008)} = 5.9 \text{ cms o sea } 6 \text{ cms}$

S = 6 cms.

SI
 $z_{\text{suelo}} = 1.2 \text{ ton/m}^2$
 $4.50 \times 4.50 \times 1.00$
 $P_z = 48.6$
 $P_s = 91.3$
 $P_{\text{total}} = 262 \text{ ton}$
 $e = 321.4 / 262 = 1.23 \text{ mts}$
 $a = (4.50/2) - 1.23 = 1.02 \text{ mts}$
 $3a = 3.07 \text{ mts}$

$\bar{P} = 2 \times 262 / (3.07) (4.50) = 37.9 \text{ ton/m}^2 < 20 (2) = 40 \text{ ton/m}^2 \text{ OK CHEQUEA}$

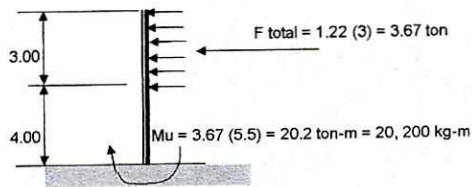
PRESION DE AGUA

$P = K V^2$ en lb/pie^2
 $V =$ velocidad del agua pie/seg
 $K =$ constante de forma = $1 \frac{3}{8}$ extremo cuadrado
 $2/3$ extremo con angulos de 30° o menos
 $2/3$ pilas circulares

para avenida de 50 años

SI
 $V = 5.30 \text{ m/seg} = 17.4 \text{ pie/seg}$
 $K = 2/3$

$\Rightarrow P = 2/3 (17.4)^2 = 200 \text{ lb/pie}^2 = 0.20 \text{ kip/pie}^2$
 $f = 0.20 \text{ kip/pie}^2 \times 4.10 \text{ pie ancho} = 0.82 \text{ kip/pie} = 1.22 \text{ ton/m}$



\Rightarrow CONTROLA SISMO

ANEXO 4

1	0.000000E+00	1.6291000E-01	5.3631000E+00	1.0620000E+02	0.0000000E+00	1.7118000E+01
	-1.0620000E+02	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	-1.6291000E-01	0.0000000E+00
2	0.0000000E+00	1.4494000E-01	3.7233000E+00	1.0647000E+02	0.0000000E+00	1.6279000E+01
	-1.0647000E+02	0.0000000E+00	-4.9453000E+00	0.0000000E+00	-1.4494000E-01	0.0000000E+00
3	0.0000000E+00	1.6570000E-01	2.6053000E+00	2.3403000E+02	0.0000000E+00	2.0261000E+01
	-2.3403000E+02	0.0000000E+00	-6.0200000E+00	0.0000000E+00	-1.6570000E-01	0.0000000E+00
4	0.0000000E+00	5.4306000E-02	0.0000000E+00	2.3415000E+02	7.6793000E-02	1.3331000E+01
	-2.3415000E+02	-7.6793000E-02	-1.4964000E+01	0.0000000E+00	-5.4306000E-02	0.0000000E+00
5	0.0000000E+00	1.9348000E-02	0.0000000E+00	2.3344000E+02	5.4306000E-02	1.1531000E+01
	-2.3344000E+02	-5.4306000E-02	-1.3331000E+01	0.0000000E+00	-1.9348000E-02	0.0000000E+00
6	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	2.3330000E+02	1.5624000E-01	3.2282000E+00
	-2.3330000E+02	-1.5624000E-01	-1.9807000E+01	0.0000000E+00	0.0000000E+00	-1.7544000E+00
7	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	1.0262000E+02	1.2034000E-01	1.1361000E+00
	-1.0262000E+02	-1.2034000E-01	-1.3835000E+01	0.0000000E+00	0.0000000E+00	-2.7724000E+00
8	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	1.0239000E+02	1.4708000E-01	0.0000000E+00
	-1.0239000E+02	-1.4708000E-01	-1.5359000E+01	0.0000000E+00	0.0000000E+00	-4.9379000E+00
	1.3974000E+02	1.4645000E-03	0.0000000E+00	0.0000000E+00	1.9365000E-03	5.6291000E+00
	0.0000000E+00	-1.9365000E-03	-5.3631000E+00	-1.3974000E+02	-1.4645000E-03	0.0000000E+00
10	1.8682000E+02	2.1076000E-01	9.3770000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	1.9707000E+01
	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	-1.8682000E+02	-2.1076000E-01	0.0000000E+00
11	1.8707000E+02	1.1347000E-01	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	1.6569000E+01
	0.0000000E+00	0.0000000E+00	-7.6870000E+00	-1.8707000E+02	-1.1347000E-01	0.0000000E+00
12	2.4839000E+02	7.3910000E-02	0.0000000E+00	0.0000000E+00	2.7106000E-02	1.4694000E+01
	0.0000000E+00	-2.7106000E-02	-1.1325000E+01	-2.4839000E+02	-7.3910000E-02	0.0000000E+00
13	2.4843000E+02	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	7.3910000E-02	8.6924000E+00
	0.0000000E+00	-7.3910000E-02	-1.4830000E+01	-2.4843000E+02	0.0000000E+00	0.0000000E+00
14	1.7564000E+02	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	1.1338000E-01	5.5656000E+00
	0.0000000E+00	-1.1338000E-01	-1.6820000E+01	-1.7564000E+02	0.0000000E+00	0.0000000E+00
15	1.7536000E+02	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	1.9210000E-01	0.0000000E+00
	0.0000000E+00	-1.9210000E-01	-1.7657000E+01	-1.7536000E+02	0.0000000E+00	-8.8529000E+00
16	1.3472000E+02	1.8910000E-04	0.0000000E+00	0.0000000E+00	4.6488000E-04	4.9379000E+00
	0.0000000E+00	-4.6488000E-04	-4.9035000E+00	-1.3472000E+02	-1.8910000E-04	0.0000000E+00
17	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	4.6859000E+01	2.6803000E-01	0.0000000E+00
	-4.6859000E+01	-2.6803000E-01	-1.7271000E+01	0.0000000E+00	0.0000000E+00	-1.4357000E+01
18	3.6234000E-01	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	2.7748000E-01	0.0000000E+00
	0.0000000E+00	-2.7748000E-01	-1.6402000E+01	-3.6234000E-01	0.0000000E+00	-1.6341000E+01
19	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	4.6765000E+01	1.5497000E-01	0.0000000E+00
	-4.6765000E+01	-1.5497000E-01	-9.1317000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	-9.1546000E+00
20	4.1008000E-01	6.7457000E-02	4.2081000E+00	0.0000000E+00	3.2369000E-02	3.7675000E+00
	0.0000000E+00	-3.2369000E-02	-2.0192000E+00	-4.1008000E-01	-6.7457000E-02	-1.8003000E+00
21	0.0000000E+00	1.5774000E-01	9.2948000E+00	3.5760000E+01	0.0000000E+00	9.3188000E+00
	-3.5760000E+01	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	-1.5774000E-01	0.0000000E+00
22	3.4877000E-01	2.7996000E-01	1.6551000E+01	0.0000000E+00	0.0000000E+00	1.6485000E+01
	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	-3.4877000E-01	-2.7996000E-01	0.0000000E+00
23	0.0000000E+00	2.4796000E-01	1.5983000E+01	3.1117000E+01	0.0000000E+00	1.3276000E+01
	-3.1117000E+01	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	-2.4796000E-01	0.0000000E+00
24	0.0000000E+00	5.1773000E-02	7.6385000E-01	1.0577000E+02	0.0000000E+00	8.6382000E+00
	-1.0577000E+02	0.0000000E+00	-4.5875000E-01	0.0000000E+00	-5.1773000E-02	0.0000000E+00
25	7.1176000E+01	1.4850000E-02	0.0000000E+00	0.0000000E+00	9.8428000E-03	8.0687000E+00
	0.0000000E+00	-9.8428000E-03	-7.3106000E+00	-7.1176000E+01	-1.4850000E-02	0.0000000E+00
26	6.6127000E+00	1.6702000E-02	0.0000000E+00	3.6634000E+01	7.9383000E-03	8.8074000E+00
	-3.6634000E+01	-7.9383000E-03	-8.0537000E+00	-6.6127000E+00	-1.6702000E-02	0.0000000E+00
27	0.0000000E+00	1.1854000E-03	0.0000000E+00	4.1324000E+01	1.6702000E-02	7.7434000E+00
	-4.1324000E+01	-1.6702000E-02	-8.8074000E+00	0.0000000E+00	-1.1854000E-03	0.0000000E+00
28	7.5873000E+01	0.0000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	1.1505000E-02	6.0240000E+00
	0.0000000E+00	-1.1505000E-02	-7.9024000E+00	-7.5873000E+01	0.0000000E+00	0.0000000E+00
29	0.8000000E+00	0.0000000E+00	0.0000000E+00	1.0204000E+02	4.3470000E-02	3.6582000E-02

Tmax=233.4 kip

(max=248.4 kip

Tmax=46.8 kip

Tmax=105.8 kip

(max=75.9 kip

GRAFICO 1

GRAFICO 1

1	0.000000E+00	4.579500E-01	2.379300E+01	1.091800E+02	0.000000E+00	3.940300E+01
	-1.091800E+02	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-4.579500E-01	0.000000E+00
2	0.000000E+00	2.985000E-01	5.976800E-01	1.092600E+02	2.303300E-01	4.055500E+01
	-1.092600E+02	-2.303300E-01	-3.621400E+01	0.000000E+00	-2.985000E-01	0.000000E+00
3	0.000000E+00	5.808300E-01	4.238500E+00	2.394100E+02	0.000000E+00	7.591600E+01
	-2.394100E+02	0.000000E+00	-3.098800E+01	0.000000E+00	-5.808300E-01	0.000000E+00
4	0.000000E+00	2.814700E-02	0.000000E+00	2.394500E+02	5.287600E-01	3.779800E+01
	-2.394500E+02	-5.287600E-01	-7.424700E+01	0.000000E+00	-2.814700E-02	0.000000E+00
5	0.000000E+00	2.932900E-01	0.000000E+00	2.387200E+02	2.814700E-02	6.106700E+01
	-2.387200E+02	-2.814700E-02	-3.779800E+01	0.000000E+00	-2.932900E-01	0.000000E+00
6	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	2.386800E+02	4.410000E-01	1.450000E+01
	-2.386800E+02	-4.410000E-01	-6.373300E+01	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00
7	0.000000E+00	2.540200E-02	0.000000E+00	1.053200E+02	1.439100E-01	1.944000E+01
	-1.053200E+02	-1.439100E-01	-2.395000E+01	0.000000E+00	-2.540200E-02	0.000000E+00
8	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	1.052500E+02	3.026000E-01	0.000000E+00
	-1.052500E+02	-3.026000E-01	-2.307300E+01	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.965400E+01
9	1.435000E+02	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	1.806600E-01	0.000000E+00
	0.000000E+00	-1.806600E-01	-2.379300E+01	-1.435000E+02	0.000000E+00	-1.667100E+01
10	1.912900E+02	5.539300E-01	2.395500E+01	0.000000E+00	0.000000E+00	5.248700E+01
	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.912900E+02	-5.539300E-01	0.000000E+00
11	1.913700E+02	1.461000E-01	0.000000E+00	0.000000E+00	2.037500E-01	4.649300E+01
	0.000000E+00	-2.037500E-01	-4.861200E+01	-1.913700E+02	-1.461000E-01	0.000000E+00
12	2.543700E+02	2.510500E-01	0.000000E+00	0.000000E+00	1.015900E-01	5.202100E+01
	0.000000E+00	-1.015900E-01	-4.169600E+01	-2.543700E+02	-2.510500E-01	0.000000E+00
13	2.543800E+02	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	2.510500E-01	3.321600E+01
	0.000000E+00	-2.510500E-01	-5.202100E+01	-2.543800E+02	0.000000E+00	0.000000E+00
14	1.800600E+02	9.157900E-02	0.000000E+00	0.000000E+00	7.964000E-02	3.891300E+01
	0.000000E+00	-7.964000E-02	-4.067300E+01	-1.800600E+02	-9.157900E-02	0.000000E+00
15	1.799700E+02	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	4.377200E-01	0.000000E+00
	0.000000E+00	-4.377200E-01	-4.264500E+01	-1.799700E+02	0.000000E+00	-2.121400E+01
16	1.383500E+02	1.702000E-01	1.326000E+01	0.000000E+00	0.000000E+00	1.965400E+01
	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.383500E+02	-1.702000E-01	0.000000E+00
17	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	4.664900E+01	7.817400E-02	0.000000E+00
	-4.664900E+01	-7.817400E-02	-4.789700E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-4.434800E+00
18	5.310700E-01	0.000000E+00	0.000000E+00	3.301900E-01	9.393200E-02	0.000000E+00
	-3.301900E-01	-9.393200E-02	-5.508200E+00	-5.310700E-01	0.000000E+00	-5.575700E+00
19	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	4.622700E+01	4.855800E-02	0.000000E+00
	-4.622700E+01	-4.855800E-02	-2.912900E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-2.816900E+00
20	8.032600E-01	2.589100E-02	1.619900E+00	0.000000E+00	1.242400E-02	1.435200E+00
	0.000000E+00	-1.242400E-02	-7.773200E-01	-8.032600E-01	-2.589100E-02	-6.886800E-01
21	0.000000E+00	4.922200E-02	2.942000E+00	3.552300E+01	0.000000E+00	2.866200E+00
	-3.552300E+01	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-4.922200E-02	0.000000E+00
22	4.268800E-01	9.472900E-02	5.552000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	5.622800E+00
	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-4.268800E-01	-9.472900E-02	0.000000E+00
23	0.000000E+00	7.136300E-02	4.375100E+00	3.124800E+01	0.000000E+00	4.045800E+00
	-3.124800E+01	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-7.136300E-02	0.000000E+00
24	0.000000E+00	3.365900E-04	0.000000E+00	1.079100E+02	3.542500E-02	1.903600E+00
	-1.079100E+02	-3.365900E-04	-3.936200E+00	0.000000E+00	-3.542500E-02	-2.501100E+00
25	7.245800E+01	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	4.316300E-02	1.832000E+00
	0.000000E+00	-4.316300E-02	-8.285200E+00	-7.245800E+01	0.000000E+00	-4.689900E-01
26	5.601600E+00	5.666700E-03	0.000000E+00	3.731900E+01	1.667900E-02	5.086600E+00
	-3.731900E+01	-1.667900E-02	-5.585500E+00	-5.601600E+00	-5.666700E-03	0.000000E+00
27	0.000000E+00	2.699000E-02	0.000000E+00	4.190700E+01	8.277500E-04	5.523600E+00
	-4.190700E+01	-8.277500E-04	-4.589700E+00	0.000000E+00	-2.699000E-02	0.000000E+00
28	7.708400E+01	4.315300E-02	4.689900E-01	0.000000E+00	0.000000E+00	8.140400E+00
	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.533200E+00	-7.708400E+01	-4.315300E-02	0.000000E+00
29	0.000000E+00	3.241000E-02	1.977200E+00	1.043800E+02	0.000000E+00	3.908500E+00

fb=75.9=3.5
21.4 kip

Tmax=239.4 kip

(max=254.4

Tmax=46.6 kip

Tmax=107.9 kip

(max=77.08 kip

GRAFICO 1

1	-5.3960142E+01	1.1958491E-01	8.9291379E+00	5.3960142E+01	-1.1958491E-01	7.5735797E+00
2	-5.3996837E+01	4.8739177E-02	-5.3148195E+00	5.3996837E+01	-4.8739177E-02	1.2040826E+01
3	-1.1541663E+02	1.4118775E-01	-5.9907229E+00	1.1541663E+02	-1.4118775E-01	2.5474633E+01
4	-1.1543368E+02	-1.0758685E-01	-2.4447682E+01	1.1543368E+02	1.0758685E-01	9.6006965E+00
5	-1.1543368E+02	1.0758685E-01	-9.6006965E+00	1.1543368E+02	-1.0758685E-01	2.4447682E+01
6	-1.1541663E+02	-1.4118775E-01	-2.5474633E+01	1.1541663E+02	1.4118775E-01	5.9907229E+00
7	-5.3996837E+01	4.8739177E-02	-1.2040826E+01	5.3996837E+01	-4.8739177E-02	5.3148195E+00
8	-5.3960142E+01	-1.1958491E-01	-7.5735797E+00	5.3960142E+01	1.1958491E-01	-8.9291379E+00
9	7.0927398E+01	-8.5119606E-02	-8.9291380E+00	-7.0927398E+01	8.5119606E-02	-6.5285825E+00
10	9.2320418E+01	2.2572163E-01	1.0317258E+01	-9.2320418E+01	-2.2572163E-01	2.0832326E+01
11	9.2360648E+01	-1.4458654E-02	-1.8410463E+01	-9.2360648E+01	1.4458654E-02	1.6415169E+01
12	1.2323956E+02	4.4035461E-02	-1.3468618E+01	-1.2323956E+02	-4.4035461E-02	1.9545512E+01
13	1.2323956E+02	-4.4035461E-02	-1.9545512E+01	-1.2323956E+02	4.4035461E-02	1.3468618E+01
14	9.2360648E+01	1.4458654E-02	-1.6415169E+01	-9.2360648E+01	-1.4458654E-02	1.8410463E+01
15	9.2320418E+01	-2.2572163E-01	-2.0832326E+01	-9.2320418E+01	2.2572163E-01	-1.0317258E+01
16	7.0927398E+01	8.5119606E-02	6.5285825E+00	-7.0927398E+01	-8.5119606E-02	8.9291380E+00
17	-1.1985954E+01	-3.6695051E-02	-2.2587602E+00	1.1985954E+01	3.6695051E-02	-2.0712558E+00
18	5.1661962E-01	-4.0229812E-02	-2.3252550E+00	-5.1661962E-01	4.0229812E-02	-2.4218627E+00
19	-1.1808025E+01	-1.7041911E-02	-1.0269506E+00	1.1808025E+01	1.7041911E-02	-9.8399482E-01
20	6.6872914E-01	5.4767260E-16	3.2148006E-14	-6.6872914E-01	-5.4767260E-16	3.2476846E-14
21	-1.1808025E+01	1.7041911E-02	1.0269506E+00	-1.1808025E+01	-1.7041911E-02	9.8399482E-01
22	5.1661962E-01	4.0229812E-02	2.3252550E+00	-5.1661962E-01	-4.0229812E-02	2.4218627E+00
23	-1.1985954E+01	3.6695051E-02	2.2587602E+00	1.1985954E+01	-3.6695051E-02	2.0712558E+00
24	-5.0417020E+01	-1.0226480E-02	-1.7174202E+00	5.0417020E+01	1.0226480E-02	-1.3970856E-01
25	3.0321861E+01	-1.7495810E-02	-3.5851394E+00	-3.0321861E+01	1.7495810E-02	4.0790042E-01
26	-1.0267682E+01	-3.7701364E-03	-2.3704567E+00	1.0267682E+01	3.7701364E-03	1.6857999E+00
27	-1.0267682E+01	3.7701364E-03	-1.6857999E+00	-1.0267682E+01	-3.7701364E-03	2.3704567E+00
28	3.0321861E+01	1.7495810E-02	-4.0790042E-01	-3.0321861E+01	-1.7495810E-02	3.5851394E+00
29	-5.0417020E+01	1.0226480E-02	1.3970856E-01	5.0417020E+01	-1.0226480E-02	1.7174202E+00

GRAFICO 1

MUERTA	
3	6
-1.0568E+01	3
-1.24563E+01	6
-1.20568E+01	9
-1.24563E+01	12
-1.20568E+01	15
-1.24563E+01	18
-20568E+01	21
-06110E+00	24
-7.56800E-01	29
-1.15626E+00	32
-56800E-01	35
-1.15626E+00	38
-7.56800E-01	41
-06110E+00	44

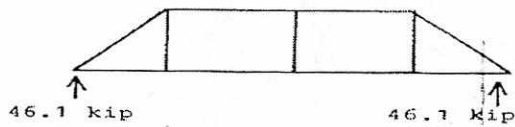


GRAFICO 1

GRAFICO 1

29 45

1	3	6	29000.0	0	138.0	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.0000	1.0000	0	0	1	2	3	4		
2	3	6	29000.0	0	138.0	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.0000	1.0000	2	3	4	5	6	7		
3	3	6	29000.0	0	138.0	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.0000	1.0000	5	6	7	8	9	10		
4	3	6	29000.0	0	138.0	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.0000	1.0000	8	9	10	11	12	13		
5	3	6	29000.0	0	138.0	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.0000	1.0000	11	12	13	14	15	16		
6	3	6	29000.0	0	138.0	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.0000	1.0000	14	15	16	17	18	19		
7	3	6	29000.0	0	138.0	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.0000	1.0000	17	18	19	20	21	22		
8	3	6	29000.0	0	138.0	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.0000	1.0000	20	21	22	23	0	24		
9	3	6	29000.0	0	181.6	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.6499	0.7600	0	0	1	25	26	27		
10	3	6	29000.0	0	138.0	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.0000	1.0000	25	26	27	28	29	30		
11	3	6	29000.0	0	138.0	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.0000	1.0000	28	29	30	31	32	33		
12	3	6	29000.0	0	138.0	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.0000	1.0000	31	32	33	34	35	36		
13	3	6	29000.0	0	138.0	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.0000	1.0000	34	35	36	37	38	39		
14	3	6	29000.0	0	138.0	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.0000	1.0000	37	38	39	40	41	42		
15	3	6	29000.0	0	138.0	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.0000	1.0000	40	41	42	43	44	45		
16	3	6	29000.0	0	181.6	107.00	17.00	0.00	0.20	0.00	0.00	-0.6499	0.7600	43	44	45	23	0	24		
17	3	6	29000.0	0	118.0	3.80	5.57	0.00	0.20	0.00	0.00	1.0000	0.0000	2	3	4	25	26	27		
18	3	6	29000.0	0	118.0	3.80	5.57	0.00	0.20	0.00	0.00	1.0000	0.0000	5	6	7	28	29	30		
19	3	6	29000.0	0	118.0	3.80	5.57	0.00	0.20	0.00	0.00	1.0000	0.0000	8	9	10	31	32	33		
			3	6	29000.0	0	118.0	3.80	5.57	0.00	0.20	0.00	0.00	1.0000	0.0000	11	12	13	34	35	36
21	3	6	29000.0	0	118.0	3.80	5.57	0.00	0.20	0.00	0.00	1.0000	0.0000	14	15	16	37	38	39		
22	3	6	29000.0	0	118.0	3.80	5.57	0.00	0.20	0.00	0.00	1.0000	0.0000	17	18	19	40	41	42		
23	3	6	29000.0	0	118.0	3.80	5.57	0.00	0.20	0.00	0.00	1.0000	0.0000	20	21	22	43	44	45		
24	3	6	29000.0	0	181.6	17.30	7.65	0.00	0.20	0.00	0.00	-0.6499	0.7600	25	26	27	5	6	7		
25	3	6	29000.0	0	181.6	17.30	7.65	0.00	0.20	0.00	0.00	0.6499	0.7600	5	6	7	31	32	33		
26	3	6	29000.0	0	181.6	17.30	7.65	0.00	0.20	0.00	0.00	-0.6499	0.7600	31	32	33	11	12	13		
27	3	6	29000.0	0	181.6	17.30	7.65	0.00	0.20	0.00	0.00	0.6499	0.7600	11	12	13	37	38	39		
28	3	6	29000.0	0	181.6	17.30	7.65	0.00	0.20	0.00	0.00	-0.6499	0.7600	37	38	39	17	18	19		
29	3	6	29000.0	0	181.6	17.30	7.65	0.00	0.20	0.00	0.00	0.6499	0.7600	17	18	19	43	44	45		

GRAFICO 1

GRAFICO 1

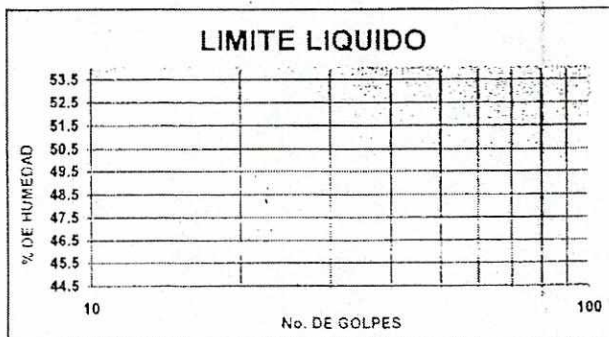
RESULTADOS DE LABORATORIO

PROYECTO: RECONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO DEL PUENTE CUILCO
SAN GASPAR IXCHIL, HUEHUETENANGO

TIPO DE MATERIAL: Grava con arena de río gris
CLASIFICACION: A - 1 - b

FECHA: septiembre de 1999;
PERFORACION: 1
Profundidad: 0 - 3 Pies

LIMITES DE CONSISTENCIA	
LIMITE LIQUIDO:	N.L
LIMITE PLASTICO:	N.P
INDICE PLASTICO:	N.p



GRADUACION	
TAMIZ	% QUE PASA
2 1/2"	100.0
2"	100.0
1 1/2"	94.2
1"	83.0
3/4"	79.2
3/8"	71.7
No. 4	65.4
No. 10	61.4
No. 40	44.6
No. 100	9.1
No. 200	4.0

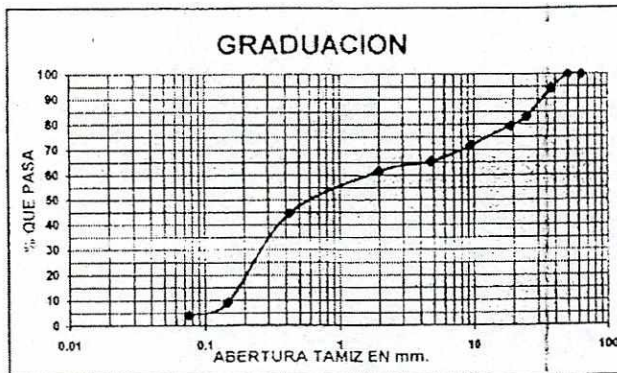


GRAFICO 2

OBSERVACIONES: _____

105

GRAFICO 2

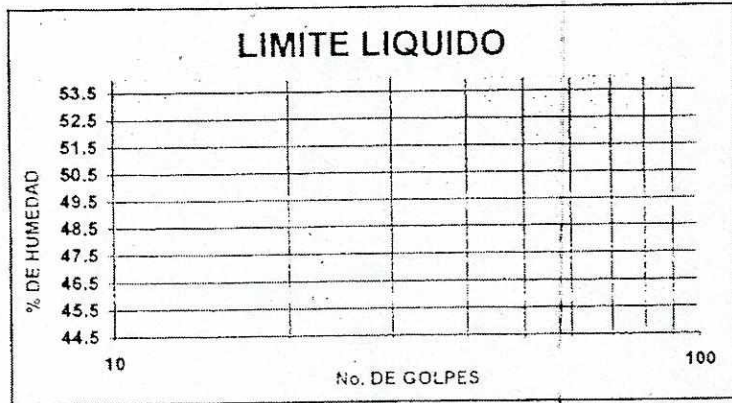
RESULTADOS DE LABORATORIO

PROYECTO: RECONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO DEL PUENTE CUILCO
SAN GASPAR IXCHIL, HUEHUETENANGO

TIPO DE MATERIAL: Grava con arena de río gris
CLASIFICACION: A - 1 - b

FECHA: septiembre de 1999.
PERFORACION: 1
Profundidad: 3 - 7 Pies

LIMITES DE CONSISTENCIA	
LIMITE LIQUIDO:	N.L
LIMITE PLASTICO:	N.P
INDICE PLASTICO:	N.p



GRADUACION	
TAMIZ	% QUE PASA
2 1/2"	100.0
2"	100.0
1 1/2"	95.2
1"	84.5
3/4"	75.3
3/8"	62.2
No. 4	57.1
No. 10	54.6
No. 40	39.6
No. 100	8.2
No. 200	2.8

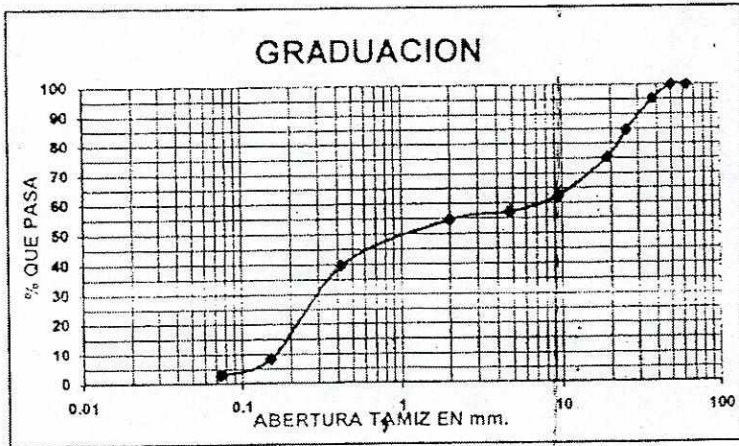
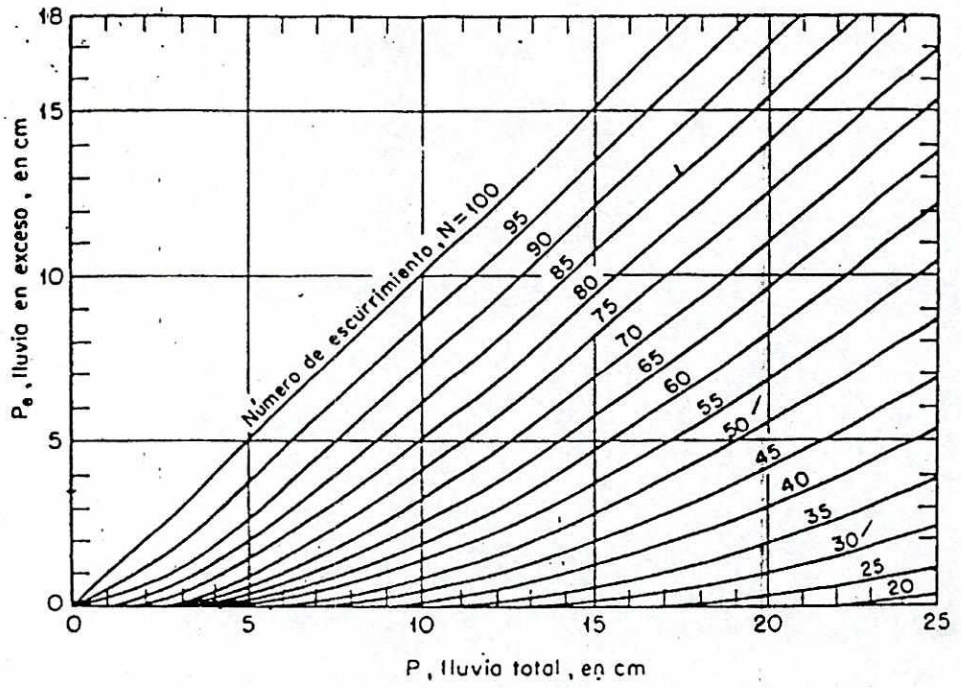


GRAFICO 2

OBSERVACIONES: _____



Relación entre la lluvia total y la lluvia en exceso para diferentes números de escurrimiento

GRAFICO 3

GRAFICO 3

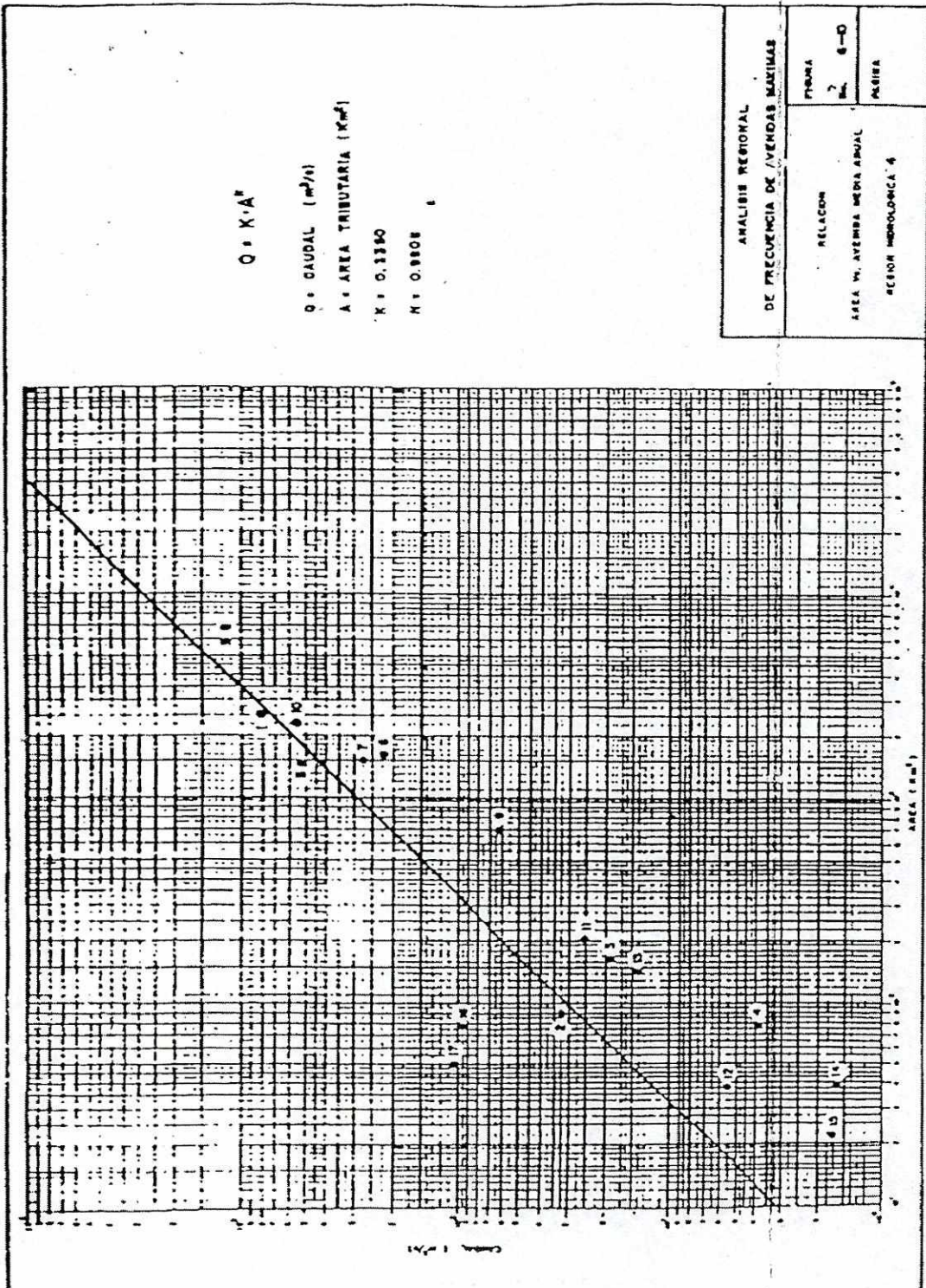


GRAFICO 4

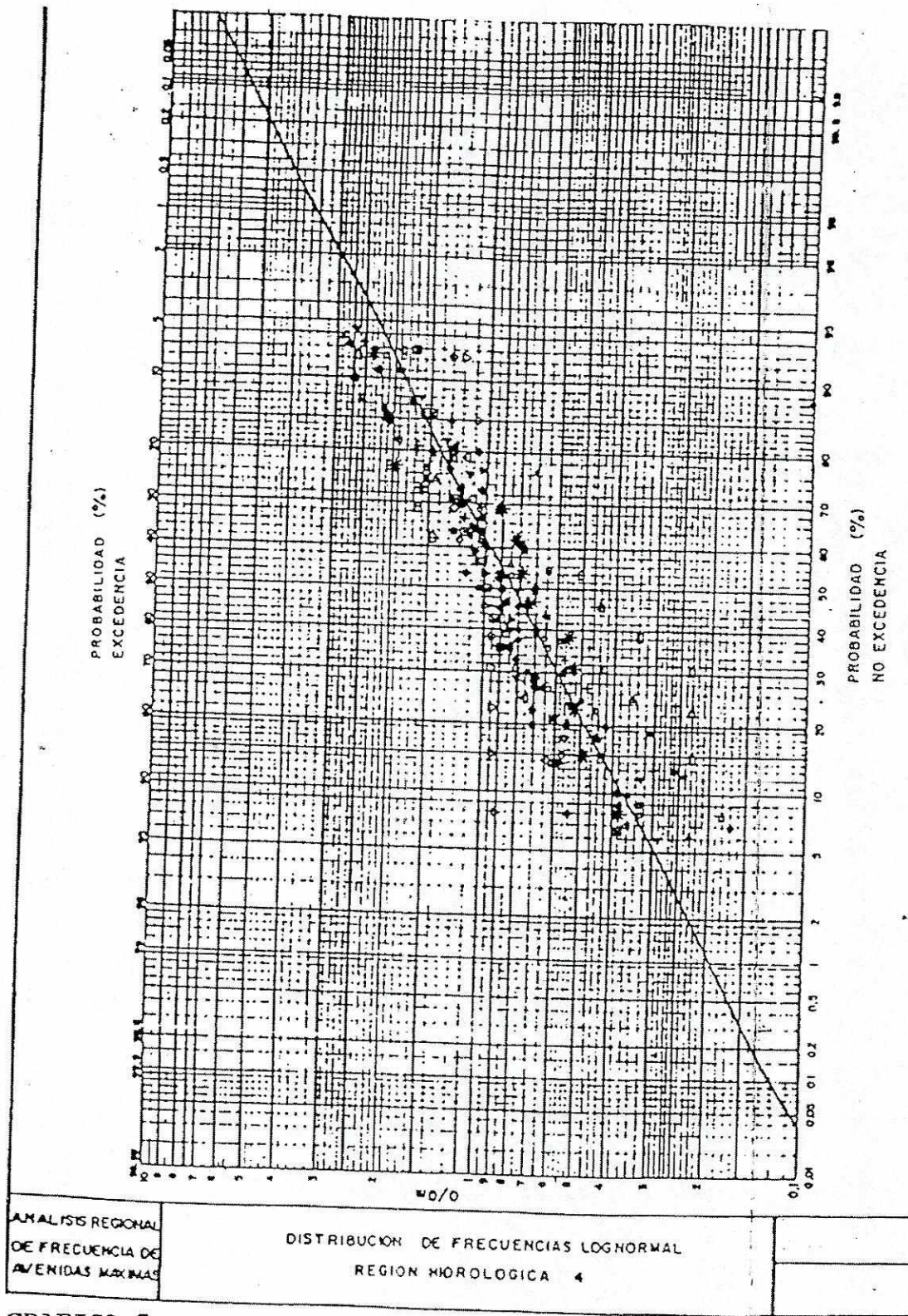


GRAFICO 5

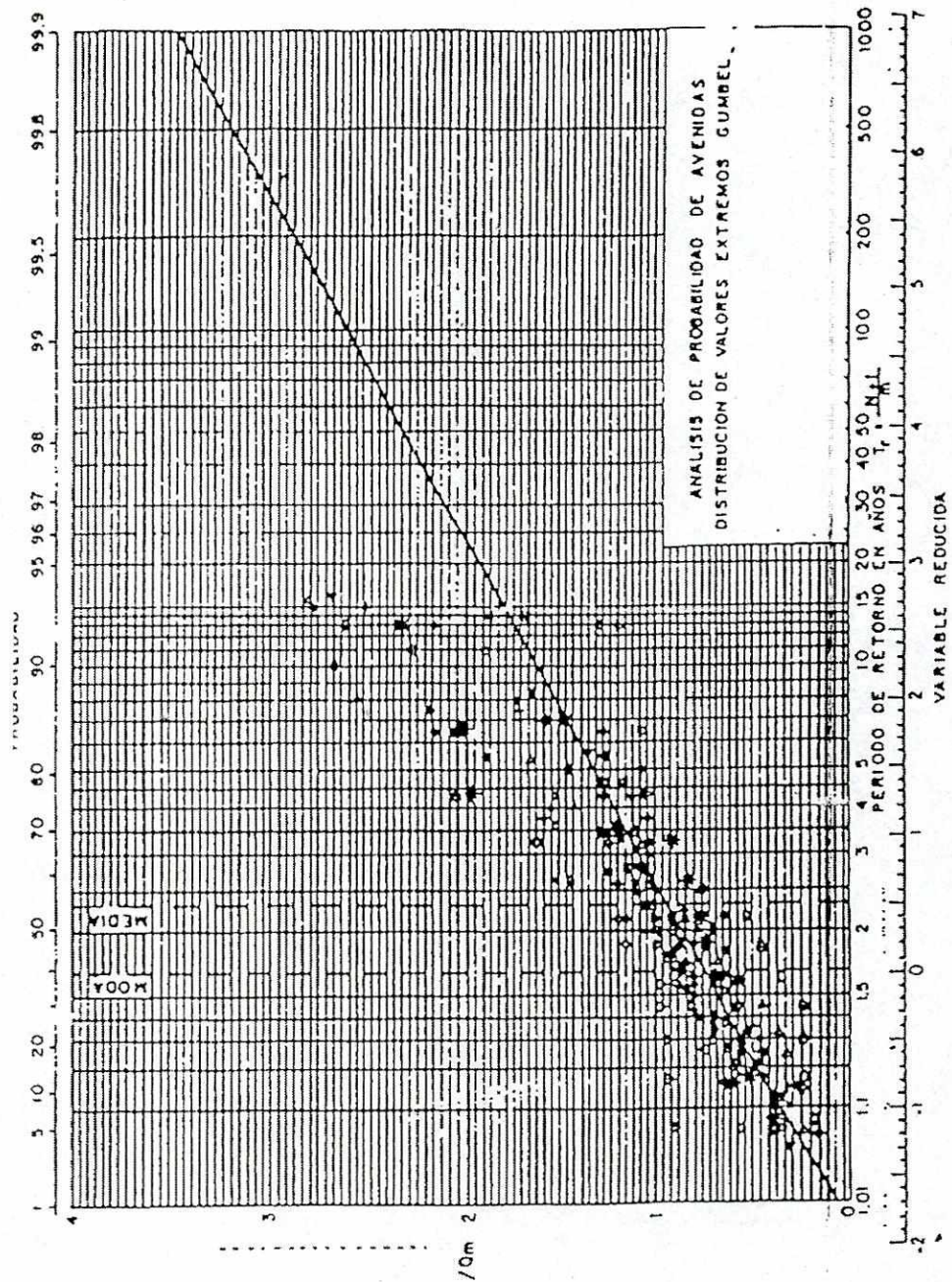


GRAFICO 6

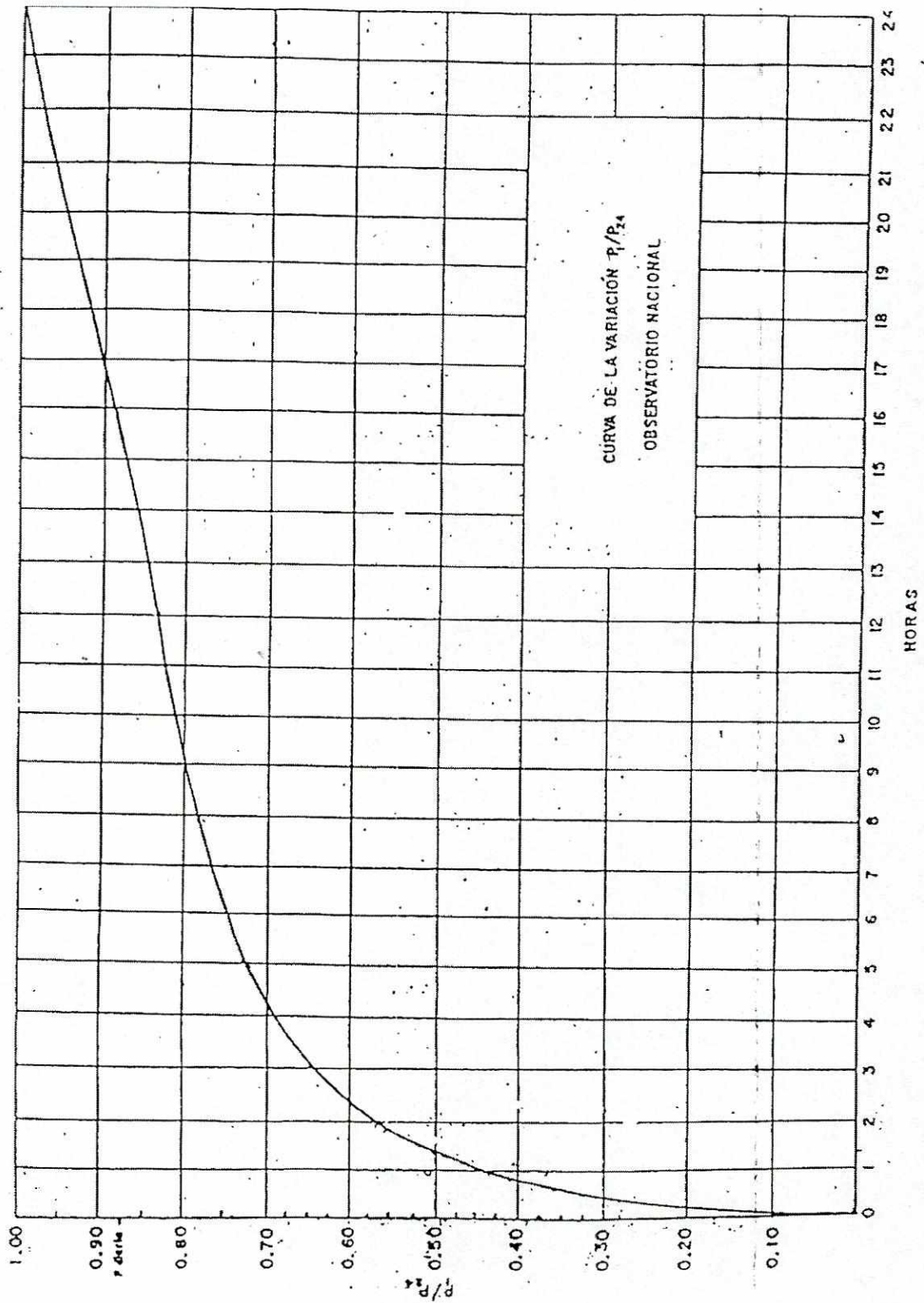


GRAFICO 7

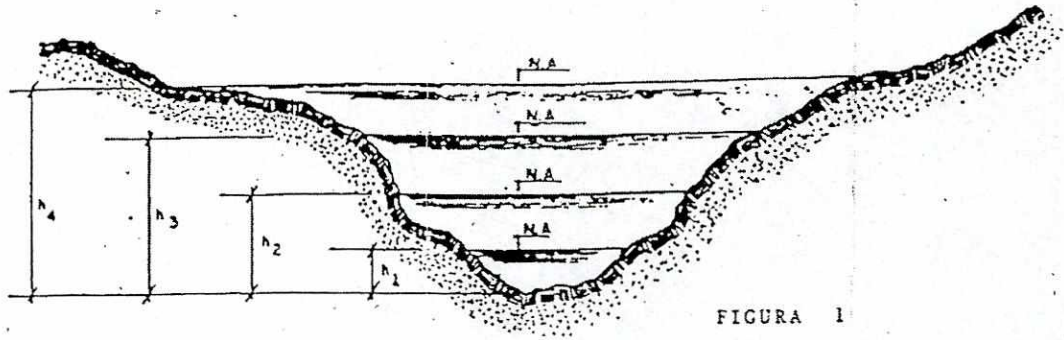


FIGURA 1

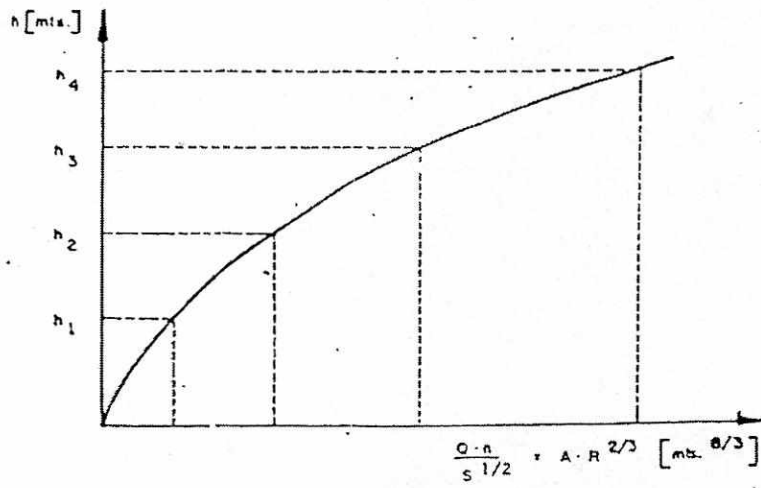
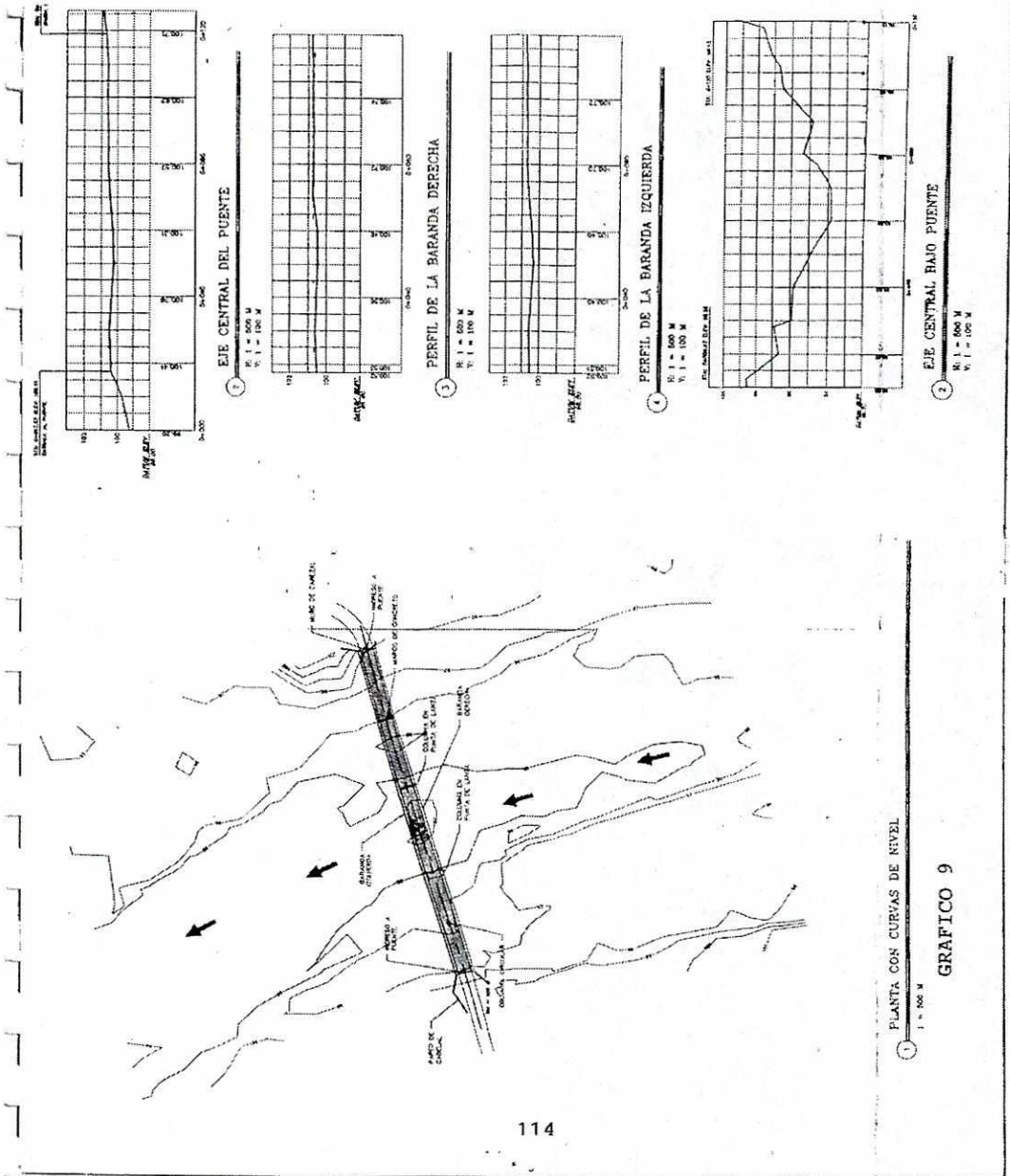


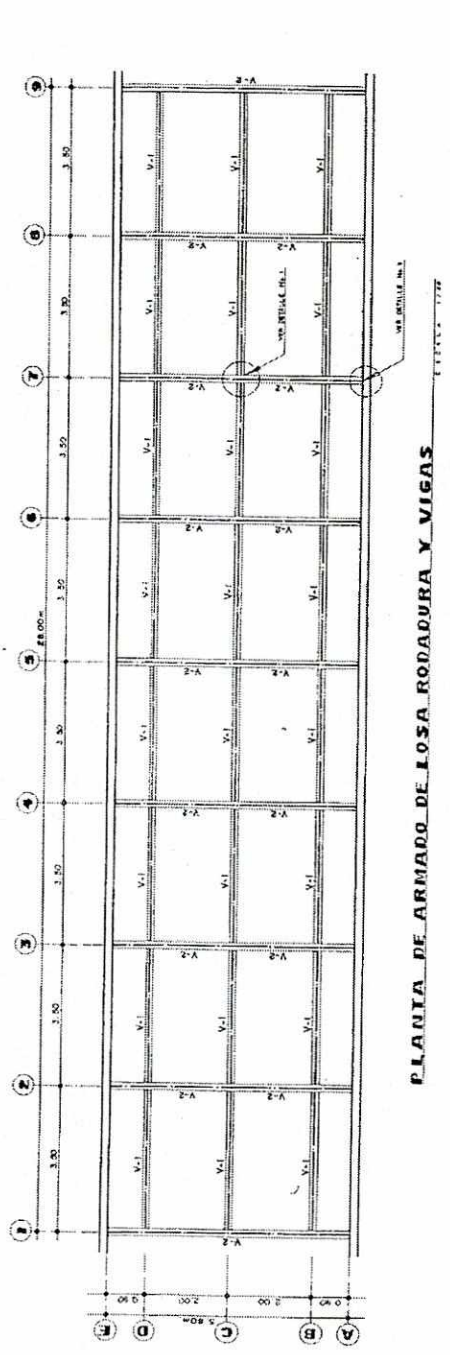
GRAFICO 8

GRAFICO 8



114

GRAFICO 9



PLANTA DE ARMADO DE LOSA RODADURA Y VIGAS

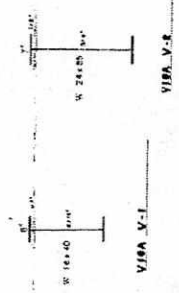
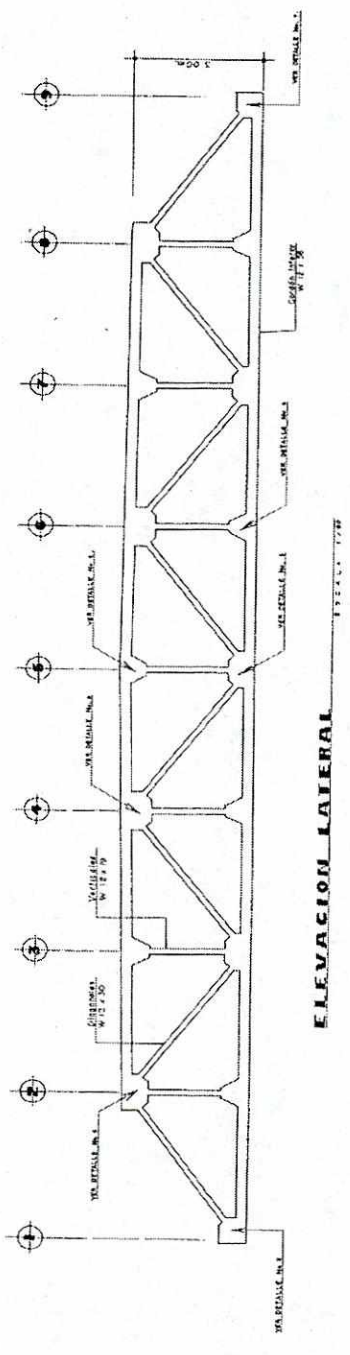


GRAFICO 10

GRAFICO 10

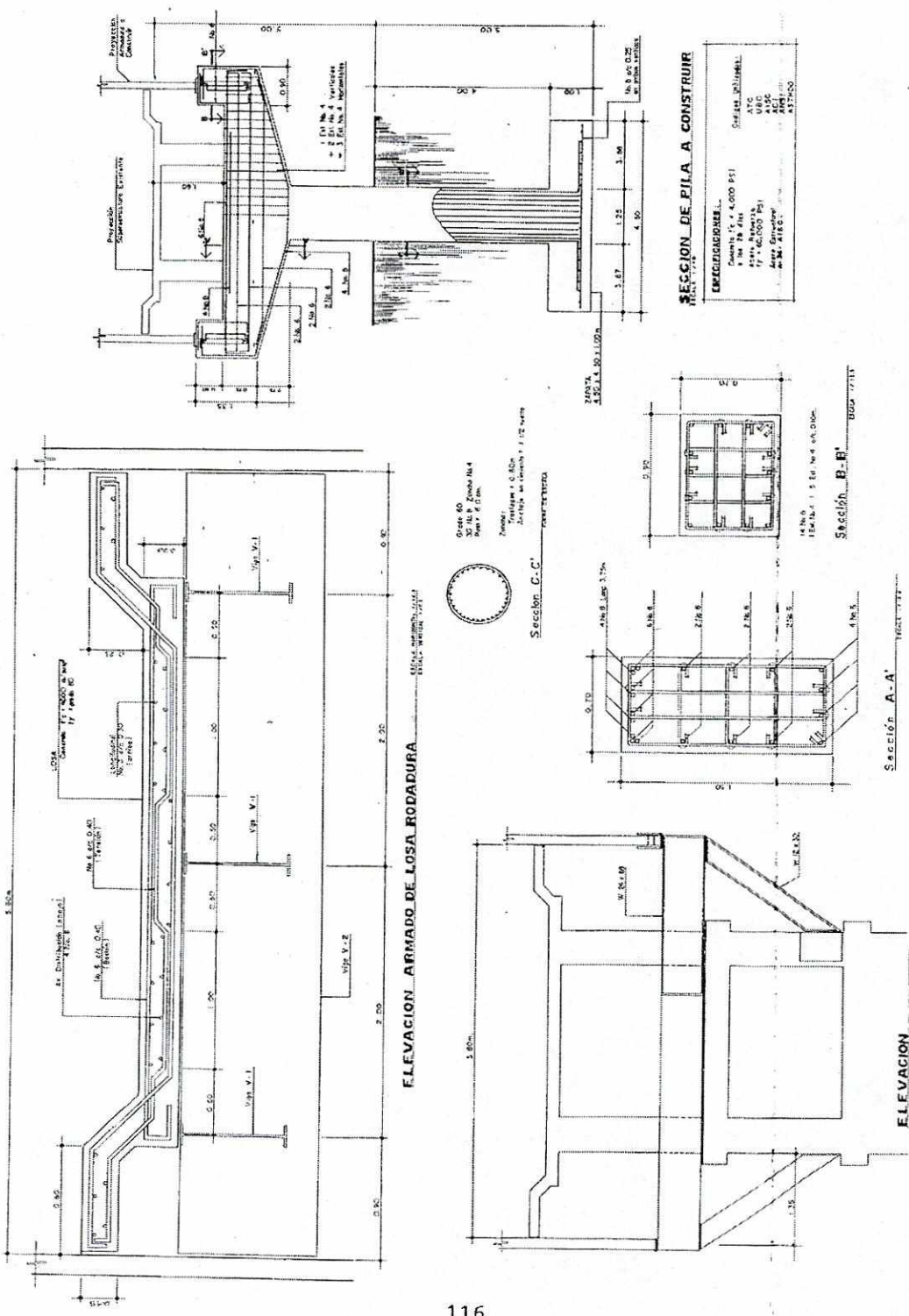


GRAFICO 11

116

PROYECTO: PUENTE RIO CUILCO
SAN GASPAR IXCHIL, HUEHUETENANGO

PROFUNDIDAD EN METROS	RESISTENCIA TON/M ²
0.00	0.00
1.00	0.00
2.00	0.00
2.70	0.00
3.00	2.20
4.00	11.40
5.00	20.56
6.00	28.40
7.00	36.00
8.00	43.13
9.00	50.65
10.00	58.17

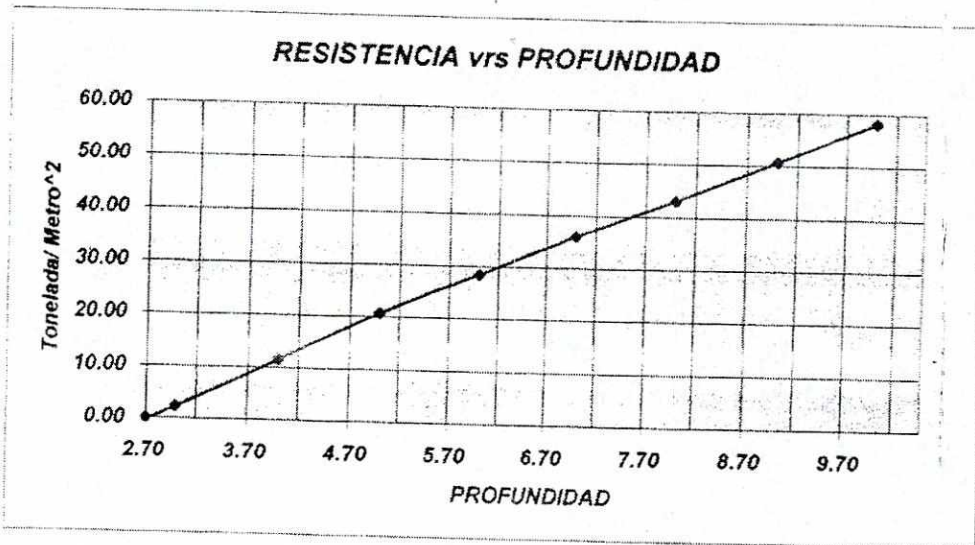
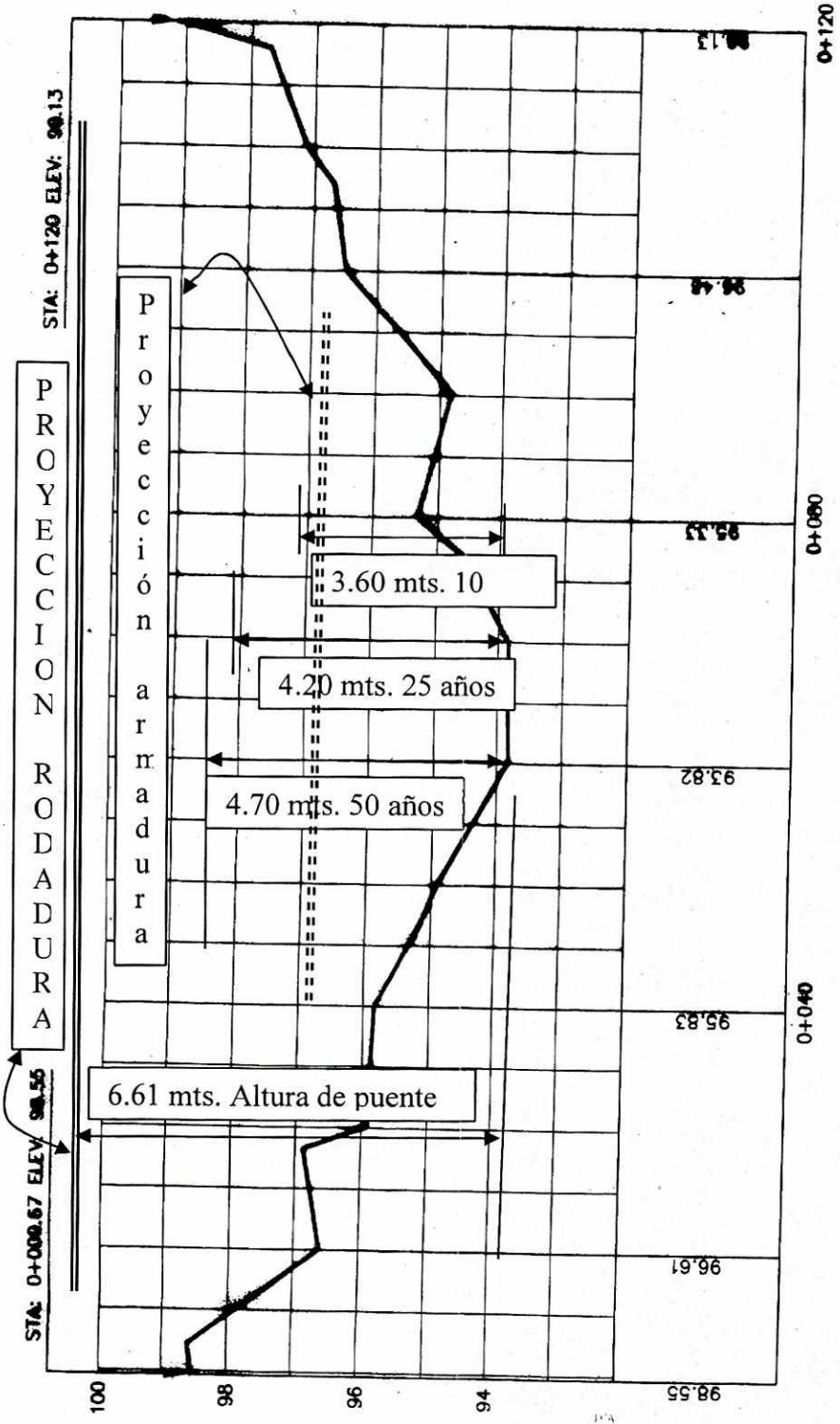


GRAFICO 13

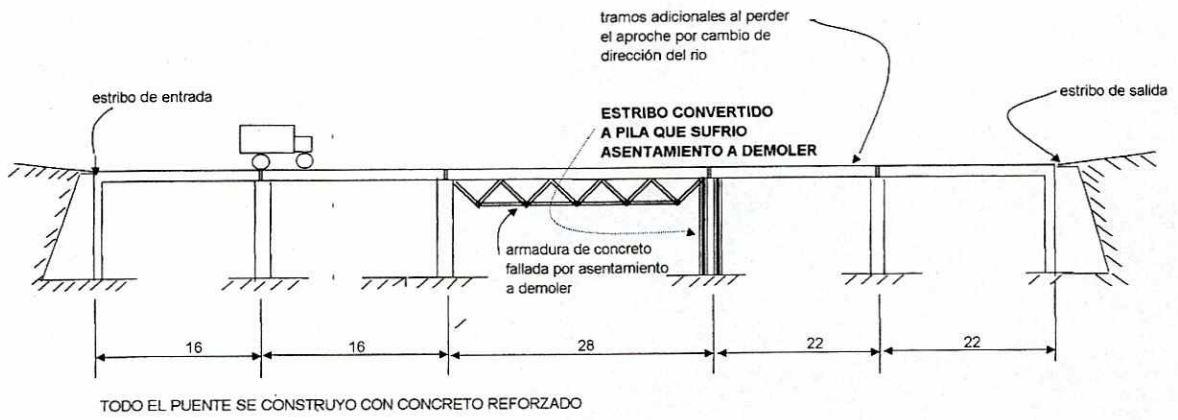


EJE CENTRAL BAJO PUENTE

2

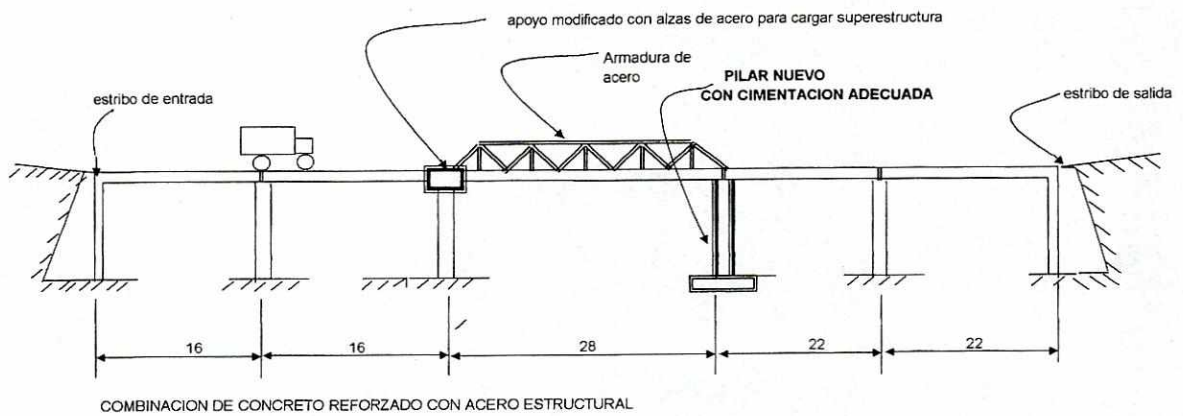
H: 1 = 500 M
 V: 1 = 100 M

FIGURA 1



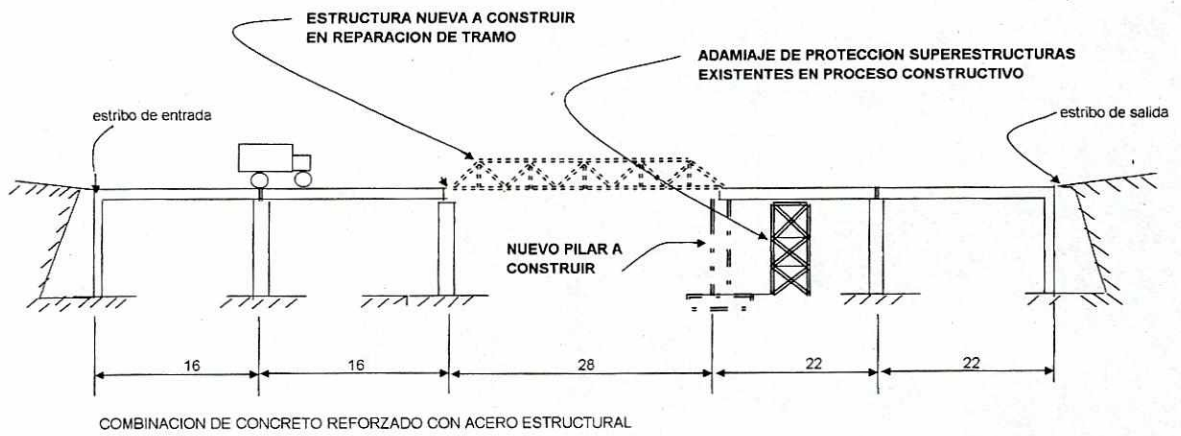
DESCRIPCION DE LA CONDICION ACTUAL DEL PUENTE

FIGURA 2



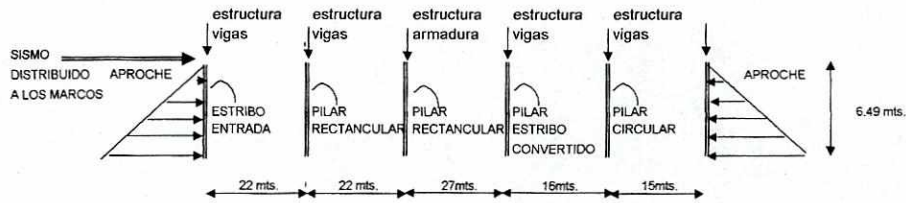
REPARACION A REALIZAR

FIGURA 3



**SISTEMA DE SOPORTE PARA CONSERVAR
PILAS Y SUPERESTRUCTURAS
EXISTENTES**

FIGURA 4



ELEVACION DE PUENTE

como podemos notar las fuerzas componentes de los estribos, son diferentes a las solicitadas por un pilar central; los pilares centrales normalmente soportan cargas verticales y una porción de las cargas sismicas ya que actuan en voladizo con restricción en el extremo.

El estribo se diseña para contener fuerzas activas y pasivas al igual que un muro de contención, por lo que el pie de la cimentación proveerá una presión pasiva hacia las fuerzas actuantes. Es normal que la fuerza se concentre hacia un lado del talon del muro para contrarrestar las fuerzas activas.

Es importante analizar estas situaciones dadas en el campo ya que debido a que el rio cambio de curso sugirio este cambio; el mismo podia haberse analizado antes de la construcción del sistema y colocar peso adicional de concreto en la parte posterior del muro lo que permitiria un balance del centro de masas. Como ya es conocido este análisis no se dio, por lo cual la primera reparación del sistema, debió contar con un ingeniero estructural para balancear las cargas quien hubiera realizado una economia significativa en el sistema y hubiera evitado fallas como las presentadas.

Analisis de las fuerzas componentes hacia el estribo y las pilastras

FIGURA 5

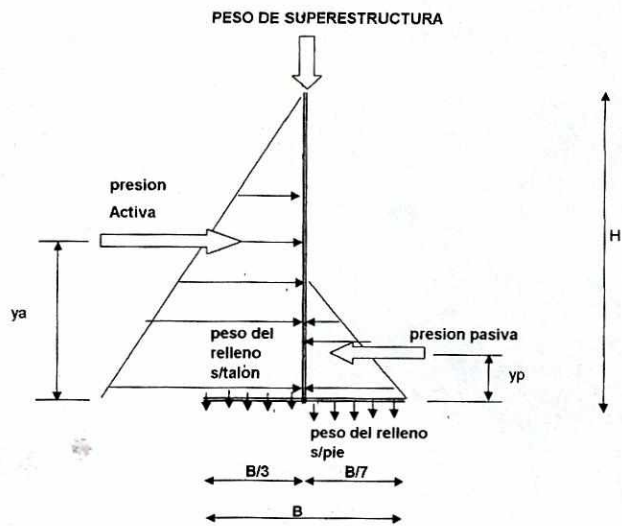


DIAGRAMA DE FUERZAS DE UN ESTRIBO

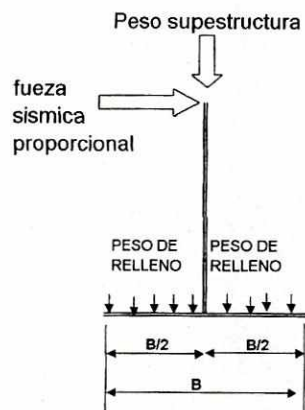


DIAGRAMA DE FUERZAS DE PILA CENTRAL

FIGURA 6