

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

SEDE JAÉN



**DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE CONSERVACIÓN
DE LOS PUENTES PAKAMUROS Y MESONES MURO
SOBRE EL RIO AMOJU - JAEN**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

BACHILLER:

ROGER CASTRO VÁSQUEZ

ASESOR:

ING. WILLIAM QUIROZ GONZALES

JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ

2014

Dedicatoria

A la memoria de mi madre.

A mis familiares y amigos

Agradecimiento

A mi hermano Carlos por su apoyo incondicional.

ÍNDICE

| Contenido | Página |
|-------------------------------------------|--------|
| Dedicatoria..... | i |
| Agradecimiento..... | ii |
| Índice de tablas..... | iv |
| Índice de figuras..... | v |
| Resumen..... | vii |
| Abstract..... | viii |
| Introducción..... | ix |
| CAPÍTULO I. MARCO TEÓRICO..... | 1 |
| 1.1. Antecedentes teóricos..... | 1 |
| 1.2. Bases teóricas..... | 7 |
| 1.3Definición de términos básicos..... | 53 |
| CAPÍTULO II. MATERIALES Y MÉTODOS..... | 58 |
| CAPÍTULO III. RESULTADOS Y DISCUSIÓN..... | 63 |
| CAPITULO IV. CONCLUSIONES..... | 65 |
| CAPITULO V. RECOMENDACIONES..... | 66 |
| REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 67 |
| ANEXOS..... | 68 |

Índice de Tablas

| Titulo | Página |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|
| Tabla 1. Proceso de la carbonatación..... | 43 |
| Tabla 2. Factores que afectan la contracción por secado..... | 52 |
| Tabla 3. Ancho admisible de fisuras en estructuras de concreto armado bajo cargas de servicio..... | 59 |
| Tabla 4. Definición y operacionalización de variables..... | 68 |

Índice de Figuras

| Titulo | Página |
|--------------------------------------------------------------------------|--------|
| Figura 1. Junio 28, 1983 Mianaus Bridge, Geenwich..... | 15 |
| Figura 2. December 15, 1967: Kanauga..... | 16 |
| Figura 3. Marzo 04, 2001: Portugal..... | 16 |
| Figura 4. Puente Giratorio | 24 |
| Figura 5. Vista Longitudinal de la falla de Tonalá (frias, 2010)..... | 38 |
| Figura 6. Vista transversal de la falla de Tonalá (frias 2010)..... | 38 |
| Figura 7. Factores que afectan al concreto..... | 39 |
| Figura 8. Agentes que provocan la corrosión..... | 41 |
| Figura 9. Agrietamiento y desprendimiento del concreto..... | 41 |
| Figura 10. Penetración de cloruros en el concreto..... | 42 |
| Figura 11. Desprendimiento del concreto..... | 43 |
| Figura 12. Desprendimiento del concreto debido a la corrosión..... | 44 |
| Figura 13. Se introduce la humedad y las sales hacia el concreto..... | 45 |
| Figura 14. Desprendimiento de la losa debido a la corrosión..... | 45 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 15. | |
| Estructura del concreto antes del ataque de ácidos | 47 |
| Figura 16. | |
| Estructura del concreto durante el ataque de ácidos..... | 47 |
| Figura 17. | |
| Agregados de piedra caliza o dolomitas..... | 48 |
| Figura 18. | |
| Deterioro por congelación y deshielo en la estructura del concreto..... | 49 |
| Figura 19. | |
| Proceso de la reacción álcali- agregado..... | 50 |
| Figura 20. | |
| Cambio de volumen en l concreto..... | 52 |
| Figura 21. | |
| Estructura del concreto a temperatura constante..... | 53 |
| Figura 22. | |
| Estructura del concreto a temperatura variable | 54 |
| Figura 23. | |
| Viga de concreto reforzado simplemente apoyada..... | 55 |
| Figura 24. | |
| Esfuerzo cortante en elementos losa- viga columna..... | 56 |
| Figura 25. | |
| Losa en voladizo..... | 57 |
| Figura 26. | |
| Cargas que actúan en le parte superior de la losa..... | 57 |
| Figura 27. | |
| Fuerzas de tensión que actúan en la parte superior de la losa..... | 57 |
| Figura 28. | |
| Nivelacion de estribos del puente pakamuros..... | 69 |
| Figura 29. | |
| Ensayo de esclerómetro..... | 70 |
| Figura 30. | |
| Delimitacion de la cuenca..... | 71 |

RESUMEN

La presente investigación, se realizó con el propósito de hacer un diagnóstico del estado de conservación de los puentes Pakamuros y Mesones Muro sobre el río Amuju, ubicado en el distrito y provincia de Jaén. Se realizó un reconocimiento directo en el cual se recopiló información tales como (toma de fotografías, medidas con wincha y nivel de ingeniero, resistencia del concreto ya endurecido utilizando esclerómetro de los componentes de cada puente), lo que permitió analizar y describir el estado actual en que se encuentra cada uno de los puentes en mención; notando la presencia de fisuras aparentemente no considerables que afecten la estructura del puente. La pintura y el concreto en las barandas de protección peatonal de ambos puentes se encuentran en mal estado, cabe mencionar que no se realizó el ensayo con el esclerómetro en la losa del puente Pakamuros ya que se encuentra con carpeta asfáltica lo que hubiese alterado los resultados en la prueba. Con la nivelación se llegó a determinar que existe asentamiento en uno de los estribos del puente Pakamuros.

Actualmente en el caso del puente Pakamuros, se aprecia asentamientos de las aletas en el estribo derecho aguas abajo, desgaste de la capa de rodadura, agrietamiento en la parte superior del estribo, mal estado del neopreno, sin embargo no presenta agrietamientos en las vigas longitudinales, ni en las transversales. Por tal motivo en esta investigación se pretende evaluar en qué estado se encuentran los puentes Pakamuros y Mesones Muro de la ciudad de Jaén, y de encontrar anomalías estructurales, se trata de estudiarlas para determinar la incidencia que tienen estas, en la capacidad de soporte del puente en su conjunto.

Palabras clave: puente, estribo, barandas, esclerómetro, neopreno.

ABSTRACT

This research was conducted with the purpose of making an assessment of the conservation status of Pakamuros and Inns Amojú Wall on river bridges, located in the district and province of Jaén . A direct recognition in which information such as (taking pictures, measures wincha and engineer level , strength of concrete and hardened using esclerómetrode components of each bridge) was performed , which allowed to analyze and describe the current status found each of the bridges in question ; noting the presence of apparently significant cracks that affect the structure of the bridge. Painting and concrete pedestrian railings protecting both bridges are in poor condition, it is noteworthy that the test was not performed on esclerómetro Slab Bridge in Pakamuros because with asphalt which had altered the results is in the test. With the leveling came to determine that there is settlement in one of the bridge abutments Pakamuros. Currently in the case of bridge Pakamuros , settlements of fins shown in the right stirrup downstream wear of the surface layer , cracks in the top of the stirrup , neoprene disrepair , however no cracks in the longitudinal beams , or transverse . Therefore in this research is to assess what state are the Pakamuros and Inns Wall bridges in the city of Jaen , and finding structural abnormalities , is studying to determine the impact that these have on the ability to support the whole site .

Keywords: bridge, footboard, rails, esclerómetro, neoprene.

INTRODUCCIÓN

En Ingeniería, en especial una de las obras de arte tales como puentes, estos presentan un grado de vulnerabilidad provocados por varios factores como movimientos telúricos, caudal de máximas avenidas, socavaciones, sobrecarga de los camiones y otros.

El cauce de la quebrada "AMOJU", hoy por hoy está muy colmatado y es muy probable que en una máxima avenida la infraestructura de los puentes no soporten más y colapsen; teniendo en cuenta que según SENAMHI, los efectos de la naturaleza tal como el fenómeno del niño, se presenta periódicamente.

Estos puentes fueron construidos hace aproximadamente, 35 años y ante esto, se está realizando el diagnóstico sobre su estado de conservación y prevenir de esta manera daños catastróficos como los ocurridos en los años 1994, en la que se perdieron muchas vidas humanas y cuantiosas pérdidas materiales como viviendas de material noble (Fuente: revista de la historia de Jaén-biblioteca municipal de Jaén).1996

Considerando que las fallas existentes en los puentes (fisuras y asentamientos) merecen un tratamiento especial de acuerdo al diagnóstico realizado, podemos afirmar que esto servirá para que se realicen intervenciones, como refacciones o mejoramientos.

Este diagnóstico realizado del estado de conservación de los puentes Pakamuros y Mesones Muro de la ciudad de Jaén, se realizó ya que son obras de gran importancia y utilidad; y existen riesgos de colapso los cuales podrían incrementarse y traerían consecuencias irreparables en estas estructuras.

Finalizado este trabajo serviría de consulta a las entidades pertinentes y profesionales en general y sirva como documento de consulta para que tomen las acciones correspondientes sobre estas fallas y tomen algunas medidas de solución.

El objetivo general de la siguiente investigación es:

Evaluar en qué estado actual se encuentran los puentes Pakamuros y Mesones Muro de la ciudad de Jaén.

Los objetivos específicos son:

Evaluar fisuras en los puentes Pakamuros y Mesones Muro de la ciudad de Jaén.

Evaluar asentamientos en los puentes Pakamuros y Mesones Muro de la ciudad de Jaén.

Evaluar la socavación local y los asentamientos en los estribos.

Evaluar la resistencia del concreto ya endurecido; ensayo de esclerometría.

Hipótesis.

El trabajo propuesto, parte de las siguientes hipótesis:

Los factores que influyen en las fisuras, asentamientos, socavación al pie de los estribos de los puentes son:

el tren de carga, la pendiente del río, el caudal, el ancho libre, el tamaño de los sedimentos, las dimensiones de la cimentación, la acumulación de material granular a un lado u otro en el cauce del río, el ángulo de ataque.

Otro de los factores que pueden influir en la socavación local en estribos es la cantidad de sedimentos, es decir existe la posibilidad que a más turbia sea el caudal de máxima avenida mayores serán las profundidades de socavación, comparado con el caudal en agua clara.

Contrastación de hipótesis.

Se denomina contrastación de hipótesis a las actividades que realiza el investigador para cotejar lo que la hipótesis dice, con lo que sucede en los hechos y de este modo, determinar si es apoyada o refutada. Es decir, lo planteado en la hipótesis debe ser empíricamente falsable o refutable en los hechos

La estrategia para someter a prueba o contrastación de hipótesis consiste en seleccionar la fuente de los datos, las técnicas e instrumentos para extraer los datos, establecer las formas de tratamiento de los datos, y la forma como se analizará e interpretará la información generada de los datos recogidos en campo.

De acuerdo a lo descrito anteriormente podemos decir que lo planteado en la hipótesis del presente estudio **no es refutable**, ya que los factores planteados influyen en el problema, estos se demuestran en la toma de datos, los cálculos y ensayos realizados.

CAPITULO I. MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes teóricos

Galindo y Paredes (2011) presentan de manera ordenada, un conjunto de factores que causan daños importantes en puentes históricos de arco de ladrillo situados en la región suroccidente de Colombia conocida como Alto Cauca. Agrupados en tres categorías (causas naturales, errores en el proceso constructivo y por intervenciones del hombre), tales factores deben ser plenamente identificados como una labor previa a la conservación y rehabilitación de estas estructuras. Siendo una de las conclusiones relacionada con estructuras históricas requiere de una combinación de recursos metodológicos que pasan necesariamente por la búsqueda documental y el trabajo de reconocimiento directo, se involucra diversas disciplinas y modos de actuación. Resultado de ello es una lectura de diversos niveles, que aunque pueden expresarse independientemente, en conjunto permiten obtener una visión íntegra del hecho constructivo.

Muñoz y Colab (1999) señalan la metodología de evaluación de puentes metálicos por técnicas de fiabilidad estructural, con fundamento en estudios norteamericanos y europeos; mencionando las principales diferencias encontradas durante la evaluación estructural al puente Puerto Salgar. El método planteado presenta la posibilidad de proyectar la seguridad del puente, lo que implica ser un método preventivo con una gran ventaja sobre

el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP). Siendo las conclusiones del estudio que mediante técnicas de fiabilidad estructural presenta la posibilidad de proyectar al futuro la seguridad del puente; lo que implica ser un método preventivo con una gran ventaja sobre el CCDSP.

Las técnicas de fiabilidad estructural, por ser un método probabilista, tienen en cuenta mucho más variables en la evaluación estructural de un puente que las tomadas en cuenta por el método determinista implantado mediante el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes – 1995(CCDSP).

Las técnicas por fiabilidad estructural presentan la ventaja de aplicarse a cualquier tipo del puente; la metodología se mantiene igual pero la evaluación es diferente debido al cambio de materiales y el tipo de estructura.

Como las técnicas de fiabilidad representan una condición real de trabajo del puente y permiten proyectar la seguridad al futuro se propone normalizar la metodología para evaluar puentes metálicos por técnicas de fiabilidad estructural como el método apropiado para determinar la calidad de los puentes en Colombia y aumentar su vida útil de manera económica y segura.

1.1.1. Antecedentes Internacionales

En términos de fallas, Imhof (2004) documentó una muestra de 348 eventos registrados entre 1444 y 2004 a nivel internacional, concluyendo que entre las causas más comunes se encuentran: los riesgos naturales (28%),

errores de diseño (21%), impactos (18%), sobrecarga (10%), error humano (10%), causas desconocidas (10%), deterioro (2%) y vandalismo (1%). Cabe mencionar, que a nivel internacional se estima que solo el 4% del total de puentes construidos llegan a tener algún tipo de falla registrada (Wardhana y Hadipriono, 2003). Se estudiarán los riesgos naturales y su relación con el deterioro en puentes producido por la falta de mantenimiento. Notar que, entre los eventos naturales (sismo, viento, huracanes, tsunamis, vulcanismo e inundación), solo se abordará el referente a la inundación, en virtud de que se trata del riesgo que más frecuentemente afecta a los puentes, de acuerdo con los registros estadísticos reportados por Wardhana y Hadipriono (2003), afectando a más del 20% de su muestra.

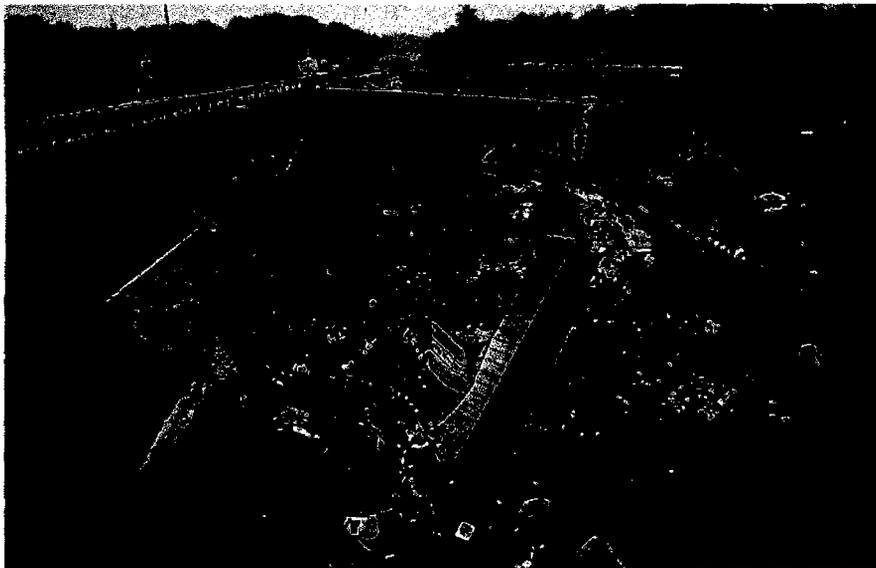


Figura 1.0 Junio 28, 1983: Mianus Bridge, Greenwich



Figura2.0 December 15, 1967: Kanauga,

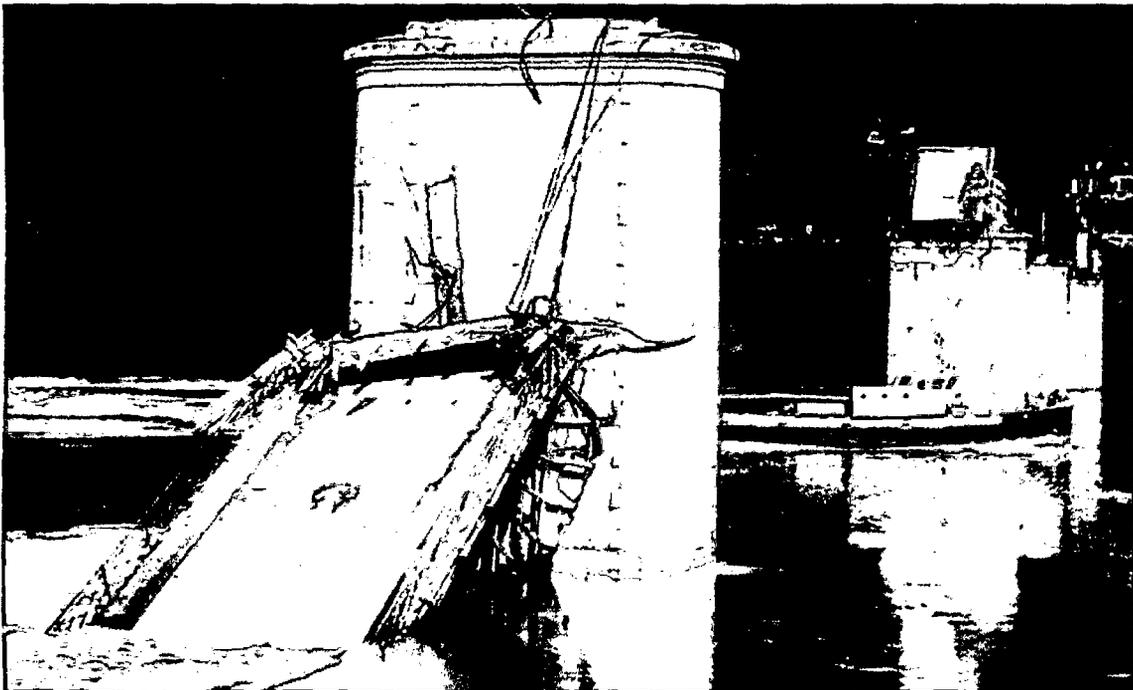


Figura 3.0 Marzo 04, 2001: Portugal

1.1.2 Antecedentes Nacionales

El Ministerio de transportes en la "guía para inspección de puentes" (2004) se desarrolló a fin de evaluar el estado de los componentes del mismo, que permita definir el tipo de mantenimiento para asegurar la transitabilidad de la carretera, permitiendo un servicio eficiente y seguro, siendo el objetivo principal proporcionar pautas para realizar la inspección apropiada de los componentes de los puentes del Sistema Vial Nacional a través de procedimientos técnicos estandarizados.

A nivel nacional se ha tenido conocimiento que a causa de no haberse realizado un diagnóstico oportuno y periódico de elementos estructurales en diversas obras de arte y puentes estos presentaron problemas diversos y en algunos casos han llegado al colapso.

Cabe hacer mención que a causa del último fenómeno del niño, en la costa varios puentes presentaron diversos tipos de fallas como fisuras, asentamientos, y socavaciones en su infraestructura, como consecuencia algunos de ellos llegaron al colapso, como el puente del río la leche, el mismo que lleva el mismo nombre.

- El puente de concreto de 82 metros de largo y 9 de ancho ubicado sobre el río Gera que une las localidades de Moyobamba y Tarapoto, San Martín, se desplomó toda la superestructura de concreto cayó al río, el día

5 de marzo a las 8:00 a.m. El puente iba a ser inaugurado en los próximos meses, por lo que los obreros se encontraban culminando los últimos trabajos.

Se ha confirmado que el río no ha incrementado su caudal, por lo que se presume algunas deficiencias en la construcción del puente, en tanto los obreros informaron que cuando se presentó los primeros indicios del colapso se observó agrietamientos en las vigas longitudinales; (**Fuente: *corresponsal de américa televisión Heberth Rivera Guerrero, desde Moyobamba***)

- **¡Alerta en Lima!** Uno de los principales puentes que une el Cercado de Lima con los distritos de Lima Norte, colapsó esta madrugada luego que las bases del **puente Universitaria** cediera ante la fuerza del caudal del río Rímac.

Según indicaron los vecinos del lugar, durante la noche se sintió cómo la fuerza del caudal se iba incrementando con el pasar de las horas y, alrededor de las 5 de esta mañana se dio la alerta que una parte del puente, sobre todo la vía que se dirige a Lima Norte, se desprendió y provocó la rajadura del mismo.

- Ayacucho, puente que tenía dos días de inaugurado colapsó en el VRAE no fueron las lluvias ni el crecimiento del caudal del río lo que trajo abajo al puente que unía el distrito ayacuchano de Llochegua, en el valle de los ríos

Apurímac y Ene, con la región Cusco, sino su mala ejecución y sus débiles bases.

Puente colapsa por exceso de carga en Ancash – Perú, Este hecho ocurrió el sábado 10 de septiembre al promediar las seis de la tarde, un volquete con 40 toneladas de mineral intento cruzar el puente de Pueblo Libre de la Provincia de Huaylas – Caraz.

1.1.3 Antecedentes Locales

En el año 1988, el puente Mesones Muro, que une el sector morro solar y el centro de la ciudad colapso, por situaciones de diseño inadecuado, según la revista historia de Jaén, de la biblioteca municipal de esta provincia.

Jaén (1994), puente Mesones Muro colapso, debido a caudales de máximas avenidas provocadas por las intensas precipitaciones ocurridas en la zona, en la que se perdieron muchas vidas humanas y cuantiosas pérdidas materiales como viviendas de material noble.(Fuente: revista de la historia de Jaén-biblioteca municipal de Jaén).

1.2. Bases teóricas

Las bases teóricas representan los conceptos básicos y/o herramientas técnicas necesarias, sobre las cuales se apoyara la presente tesis.

- **EmmilMörsch (1872-1950)**, realizó numerosos ensayos en el concreto armado y sentó las bases de lo que hoy conocemos como el Método Elástico o Método Clásico.
- **Legra Silva**, Especialista Principal de los Ferrocarriles de Guantánamo (1989), refirió que urgía de una metodología para diagnosticar los puentes, o de lo contrario podrían ocurrir accidentes de magnitudes impredecibles.
- **(González Arestuche, Luís R, 1999)**, En el caso de las vigas, debe vigilarse la existencia de grietas y asegurarse de que estén adecuadamente sostenidas, que no haya torceduras o desplazamientos, ni tengan daños debidos a colisiones o perdidas de sección.

Para las trabes de concreto, en caso de existir grietas, deben observarse por un tiempo para determinar si son activas y con la ayuda de un grietómetro medirlas.

En los elementos pretensados, como trabes o diafragmas, es importante la vigilancia frecuente para que el agua no penetre por las fisuras ni por los anclajes extremos de los ductos, ya que cualquier inicio de corrosión es difícil de detectar.

- **(Guillermo Godínez Melgares, Conservación de Puentes de Hormigón Armado. Cuba S/A)**, Dentro del término subestructura se incluyen estribos, pilas y sistemas de apoyo. Dentro de la amplia variedad de defectos y deterioros observables en este tipo de elementos, deben incluirse en un informe las fisuras y grietas que puedan observarse y que

puedan ser indicios de otros problemas relacionados con la cimentación, el mal funcionamiento de apoyos, etc.

- **(Taylor Hernández, Gustavo, Lazo Varela Luis y Rodríguez, Díaz, Eddy, 2008)**, Por lo regular los apoyos de los extremos son los más intemperados y necesitan limpieza continua para asegurar su funcionalidad. De igual forma normalmente la inaccesibilidad de la cimentación hace que las posibles fallas tengan que ser detectadas indirectamente en forma de movimientos excesivos, fisuración, o a través de otros signos en la superestructura.

1.2.1 Definición de puente:

Los puentes son estructuras que proporcionan una vía de paso sobre el agua, una carretera, o una vía férrea, pero también pueden transportar tuberías y líneas de distribución de energía, y tienen que contar por lo menos, con un carril para circulación del tráfico u otras cargas rodantes y que tenga un claro, medido a lo largo del centro de la vía, que exceda de 6.00 metros entre los estribos o entre arranques de los arcos, o los extremos de las aberturas exteriores en cajas múltiples.

1.2.1.1 Clasificación de los puentes.

Los puentes son de dos tipos generales: puentes fijos y puentes móviles, éstos últimos representan una minoría respecto a los puentes fijos y pueden abrirse ya sea vertical u horizontalmente de modo que permita que el tránsito fluvial pase por debajo de la estructura.

Los puentes podemos clasificarlos según su tipo de material con los que fueron construidos, por su utilización, por su condición de operación, por el tipo de cruce y por su alineamiento.

a) Por su tipo de material:

- De madera.
- De tabique.
- De concreto: armado, simple y ciclópeo.
- De acero.
- De acero y concreto.

b) Por su utilización:

- Puentes peatonales.
- Puentes de ferrocarriles.
- Puentes de presa.
- Puentes de caminos.
- Puentes de acueductos.

c) Por su condición de operación:

- Puentes de bóveda.
- Puentes de losa plana reforzada.
- De viga simple.
- De sección aligerada.
- De armaduras de madera.
- De armaduras de hierro.
- Colgantes.

- Suspendidos.
- De estructuras aligeradas.
- De losas nervadas.
- Puentes móviles.
- Puentes elevadizos.
- Puentes basculantes.
- Puentes deslizantes.
- Puentes de caballetes metálicos.
- Puentes de traves metálicas.
- Puentes de pontones.

d) Por su tipo de cruce:

- Puentes de cruce normal.

e) Por su tipo de alineamiento:

- Puentes en curva.
- Puentes en tangentes.
- Puentes en pendientes.

Además por su geometría básica y según su sistema estructural:

f) Por su geometría básica:

- Puentes rectos.
- Puentes a escuadra.
- Puentes de paso superior.
- Puentes de paso inferior.
- Puentes de claro corto.

- Puentes de claro medio.
- Puentes de claro largo.

G) Según su sistema estructural:

- Puentes de claro simple.
- Puentes de viga continúa.
- Puentes de arco simple.
- Puentes de arco múltiple.

1.2.1.2 Características de los puentes según su clasificación

A. Según su tipo:

Los puentes móviles son soluciones para cruzar una vía fluvial. Tienen como propósito dar una altura libre suficiente para la navegación sin necesidad de hacer erogaciones tan fuertes como las que representan la construcción de pilas altas. Los dos tipos de puentes móviles son:

- **El puente giratorio** (Figura 1), éstos están soportados en una pila central y gira horizontalmente. Con este tipo de estructuras no hay problemas con el espacio libre vertical, que es ilimitado, pero las pilas centrales representan un obstáculo para los barcos.

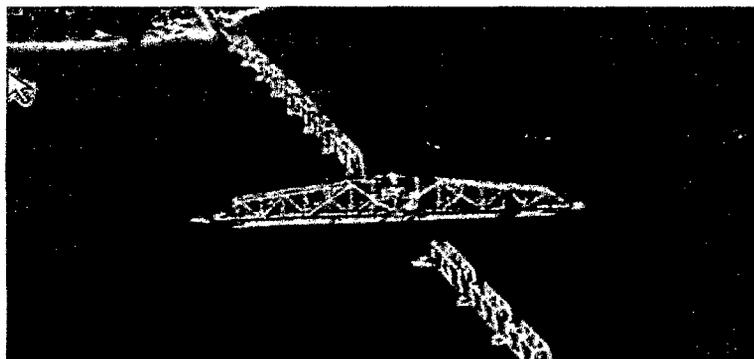


Figura 4.0 Puente Giratorio.

-Los puentes levadizos verticales, en éstos el claro movable es izado verticalmente sobre el área libre de navegación y se usa cuando el espacio horizontal requerido es mayor que el espacio libre vertical necesario.

B. Según el servicio que estos van a prestar

De acuerdo al servicio que van a prestar existen unos que soportan tránsitos combinados, tales como un puente de caminos con circulación de tranvía o banquetas para peatones, o bien un puente de ferrocarril que soporta al mismo tiempo el tránsito de un camino. Normalmente éstos están provistos de aceras para la circulación de los peatones por lo que casi siempre tienen por lo menos dos funciones diferentes.

C. Según su geometría básica:

-Los puentes rectos, son aquellos que vistos en planta tienen una trayectoria completamente recta.

-Los puentes curvos son aquellos que tienen una trayectoria curva ósea, el eje central de la carretera en este claro no es recto.

-Los puentes a escuadra son aquellos donde el eje del puente y el eje longitudinal del río forman un ángulo de 90° .

-Los puentes de paso superior tienen su piso o superficie de rodamiento descansando sobre los miembros principales de carga, de modo que no requieren contra venteo alguno sobre la parte superior.

-Un puente de paso inferior es aquel donde existe un contra venteo sobre la parte superior del mismo. En muy pocas ocasiones se pueden ver sobre el

mismo puente una combinación de claros de paso inferior y de paso superior.

-Los puentes de claro corto son aquellos de hasta unos 125 pies (38.10 metros), para éstos generalmente se acostumbra a usar traveses de alma llena o vigas de concreto.

-Los puentes de claro medio son aquellos de aproximadamente 125 y 400 pies (38.10 metros y 121.92 metros), para éstos claros aún compiten las traveses de alma llena (hasta aproximadamente unos 200 pies).

-Los puentes de claro largo son aquellos que tienen más de 400 pies (121.92 metros) de claro libre, para éstos se usan puentes colgantes o estructuras en forma de arco.

D. Según su sistema estructural:

-Los puentes de claro simple son los puentes más comunes los cuales normalmente son de claros de hasta 40 metros según sea su material de construcción principal.

-Los puentes de viga continua son utilizados cuando se necesita salvar un obstáculo muy largo y no se dispone de una solución más económica tanto desde el punto de vista económico como de construcción.

-Los puentes en arcos pueden ser de traveses o de armaduras dependiendo del claro y de sus alrededores.

Éstos bajo cargas verticales tienden a producir reacciones horizontales convergentes produciendo flexión en el arco, los que a su vez tienden a anular el momento producido por los componentes verticales de reacción.

Una ventaja de los arcos construidos en forma parabólica es que cuando sea cargado con una carga uniforme no tenga momentos de flexión, sino que solamente compresión axial en él.

Los arcos se clasifican como de tres articulaciones, de dos articulaciones, una articulación o empotrados. El arco más común es el de dos articulaciones, uno en cada extremo lo que hace que sea indeterminado de primer grado.

Además se clasifican como de nervaduras, de alma llena, de arcos en celosía de cuerdas paralelas y de arcos en celosía de cuerda superior horizontal.

-Los puentes colgantes, Este tipo de puentes están suspendidos por cables que pasan sobre las torres y están anclados generalmente en los extremos del puente. La armadura refuerza el cable contra la vibración producida por las cargas vivas, y la mantiene en su forma normal. Estos puentes proporcionan un excelente método de reducción de momentos, en estructuras de claros largos la mayor parte de la carga en un puente colgante es resistida por el cable en tensión, que es un método eficiente y económico.

-Los puentes de armaduras son estructuras en las que las armaduras actúan como una viga, pero sobre todo con sus miembros sometidos a esfuerzos axiales.

Los tipos de armaduras comunes utilizadas en puentes son: Pratt, Warren,

Parker y las tipo K. Las armaduras también se clasifican de acuerdo con la localización del tablero como de paso superior, de paso inferior y de paso intermedio. La elección entre la construcción de una armadura de paso inferior y una de paso superior radica normalmente en la economía de la construcción, el límite práctico corriente para armaduras de luces simples es de unos 800 pies para puentes de carretera, alguna extensión de este límite podría ser posible con las mejoras en los materiales y los análisis, pero a medida que los requisitos de luz aumentan, las armaduras en voladizo son más eficientes. Los puentes de armaduras requieren más trabajo de campo que de las traveses armadas semejantes. Además el mantenimiento de éstas es más costoso, debido a la hechura más complicada de los miembros y el difícil acceso a las superficies de acero expuestas.

La superestructura de un puente de armadura típico se constituye de dos armaduras principales, el sistema de piso, el sistema lateral inferior, el sistema lateral superior, las armaduras transversales y los ensambles de apoyo.

E. Según su material de construcción principal:

-Puentes de acero: Los puentes de acero son competitivos para claros de tamaño mediano y favorable para puentes de claro largo por las siguientes razones.

Tienen alta resistencia a tensión.

Se comportan como un material elástico casi perfecto dentro de los niveles normales de trabajo.

Tienen reservas de resistencia más allá del límite de fluencia.

Los sistemas de conexión son más seguros.

Las normas estrictas de fabricación de la industria garantizan a los consumidores uniformidad del control de sus propiedades.

La principal desventaja es su susceptibilidad a la corrosión, la cual está siendo combatida con la aparición de aditivos químicos, o con el mejoramiento de los recubrimientos protectores.

-Puentes de traves de alma llena: son puentes cuyas vigas principales son elementos que están formados de placas y perfiles de acero unidos entre sí por medio de soldaduras, remaches o tornillos. Las vigas de alma llena son muy económicas para puentes carreteros, para claros simples de 80 a 150 pies y para tramos continuos hasta unos 400 pies.

-Puentes de tablero compuesto: están formados por una placa de acero recubierta por una superficie de desgaste y es rigidizada y soportada por una parrilla rectangular. El tablero de acero ayuda a su soporte a resistir los esfuerzos de deflexión. Los componentes principales de un puente compuesto, son por lo general: las placas de acero del tablero, las vigas longitudinales principales, las vigas transversales del piso y las costillas longitudinales abiertas o cerradas.

-Puentes de vigas cajón: los puentes de vigas en forma de cajón se usan con frecuencia en puentes carreteros por su rigidez, economía, apariencia, resistencia a la corrosión y alta resistencia torsional. Asimismo, en las vigas cajón continua, los apoyos intermedios pueden ser con frecuencia columnas

esbeltas simplemente conectados a entramados transversales ocultos.

Se pueden usar puentes de una sola celda para soportar puentes de dos carriles de tráfico, pero casi siempre se usan celdas múltiples en el caso de dos o más carriles de tráfico, para mantener el ancho de los cajones lo suficientemente pequeño para que cumplan con los requerimientos de dimensiones máximas para el transporte.

-Puentes de concreto: normalmente los más comunes son puentes de concreto reforzado y los puentes de concreto pre esforzado o potenzado. Una característica notable de los puentes de concreto es que normalmente son estructuras pesadas.

La diferencia más notable entre el concreto pre esforzado y el concreto reforzado consiste en el empleo de materiales de mayor resistencia en el concreto pre esforzado con el objeto de obtener proporciones económicas.

También se necesita concreto de mayor resistencia ante esfuerzos elevados en los anclajes y dar resistencia a las secciones más delgadas que tan frecuentemente se emplean en el concreto pre esforzado.

Los puentes de concreto pre esforzado tienen muchas ventajas sobre los puentes de concreto reforzado entre las cuales están con respecto a la utilidad las siguientes:

Es más adecuado para estructuras de claros largos.

Las estructuras pre esforzadas son más esbeltas y por lo mismo susceptibles de un diseño artístico.

Éstas no se agrietan bajo cargas de trabajo y cuando se presenta cualquier agrietamiento bajo sobrecargas, desaparecen tan pronto se remuevan, a menos que las sobrecargas sean excesivas.

Bajo carga muerta, la deflexión es mínima debido al efecto de la contra flecha producida por el pre esfuerzo.

Bajo cargas vivas la deflexión es también mínima por la efectividad de la sección completa de concreto no agrietada, pues tiene un momento de inercia dos o tres veces mayor que la sección agrietada.

Los elementos pre esforzados son más propios para recolarse por su menor peso.

1.2.1.3 Componentes de un puente:

A) La superestructura:

Es el conjunto de elementos que forman la parte superior del puente, y generalmente está compuesta por:

A1. La superficie de rodamiento: suele ser de concreto reforzado de alta resistencia y en pocas ocasiones de elementos prefabricados, también puede ser metálica como en el caso de puentes compuestos.

A2. La superficie bituminosa: es una capa asfáltica que sirve como recubrimiento protector a la superficie de rodamiento.

A3. La acera: es una sección que sirve para la circulación peatonal que generalmente está en los extremos longitudinales del puente.

A4. Barandas: son elementos instalados para garantizar la seguridad de los

peatones, y al mismo tiempo sirven para evitar accidentes de caídas de los vehículos al vacío.

A5. Vigas longitudinales y transversales: cuando los puentes son de claros cortos el elemento principal son vigas longitudinales, que se apoyan en los extremos del puente. Cuando el puente tiene un claro muy corto (menor o igual a 6 metros) no se proveen vigas longitudinales, sino, de una losa más gruesa la cual resulta mucho más económica.

Cuando el puente debe tener un claro muy largo, el elemento principal de ésta estructura puede ser una armadura, un arco o un puente colgante los cuales están provistos de vigas longitudinales y transversales que transmiten la carga hacia el elemento principal.

A6. Diafragmas: son elementos que sirven de arriostre lateral a la estructura, capaces de transmitir las fuerzas sísmicas o fuerzas de viento hacia la subestructura.

B. La infraestructura o subestructura:

B1 Las pilas.- Son los apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos. Deben soportar la carga y sobrecargas sin asientos, ser insensibles a la acción de los agentes naturales (viento, riadas).

B2 Los estribos.- situados en los extremos del puente sostienen los terraplenes que conducen al puente. A veces son reemplazados por pilares hincados que permiten el desplazamiento del suelo en su derredor. Deben

resistir todo tipo de esfuerzos por lo que se suelen construir en hormigón armado y tener formas diversas.

B3 Los cimientos o apoyos de estribos y pilas.- encargados de transmitir al terreno todos los esfuerzos. Están formados por las rocas, terreno o pilotes que soportan el peso de estribos y pilas.

Las armaduras de los puentes pueden trabajar a flexión (vigas), a tracción (cables), a flexión y compresión (arcos, armaduras y pilas).

En la construcción de los puentes una de las partes más delicadas es la cimentación bajo agua debido a la dificultad de encontrar un terreno que resista las presiones, siendo normal el empleo de pilotes de cimentación.

Cada tramo de un puente consta de:

Una o varias armaduras de apoyo; pueden ser:

- Placas, vigas, que transmiten las cargas mediante flexión o curvatura principalmente.
- Cables, que las soportan por tensión.
- Vigas de celosía, cuyos componentes las transmiten por tensión directa o por compresión.
- Arcos y armaduras rígidas que lo hacen por flexión y compresión a un tiempo.

Un tablero o piso: soporta directamente las cargas dinámicas (tráfico) y por medio de las armaduras transmite sus tensiones a estribos y pilas,

que, a su vez, las hacen llegar a los cimientos, donde se disipan en la roca o en el terreno circundante. Está compuesto por:

- Planchas
- Vigas longitudinales o largueros sobre los que se apoya el piso
- Vigas transversales que soportan a los largueros.

Los arriostrados laterales o vientos: van colocados entre las armaduras para unirlos y proporcionar la necesaria rigidez lateral. También transmite a los estribos y pilas las tensiones producidas por las fuerzas laterales, como las debidas a los vientos, y las centrífugas, producidas por las cargas dinámicas que pasan por los puentes situados en curvas.

Los puentes de grandes dimensiones descansan generalmente sobre cimientos de roca. Si los estratos sobre los que se va a apoyar están muy lejos de la superficie, entonces se hace necesario utilizar pilares cuya profundidad sea suficiente para asegurar que la carga admisible sea la adecuada.

1.2.1.4 Variables que influyen en la falla de puentes

Un puente puede estar expuesto a distintos riesgos naturales en función de su ubicación geográfica. En el caso particular de la presente investigación, se reitera que el interés principal son los eventos hidrológicos y sus consecuencias, por lo que se presenta la definición y descripción de las variables involucradas en dichos eventos, y su relación con la falla de puentes.

A. Desbordamiento.- Este tipo de evento resulta de la incapacidad de una estructura natural o artificial para retener el agua que contiene. Las presas son un ejemplo de obra contenedora que puede presentar desbordamientos como resultado de la subestimación del gasto de diseño de su vertedor, lo que impide desalojar el volumen excedente del líquido. Pérez (2009) reportó que otras causas comunes se relacionaban con: el malfuncionamiento de la obra de toma o que esta se encontrara fuera de servicio, el deslizamiento de taludes aguas arriba de la cortina, sismos, oleajes producto del viento, y la liberación repentina de grandes volúmenes de agua en sistemas de presas en serie. Estas causas generan el incremento en el nivel del agua en el embalse, situación que se traduce en un excedente, que pasa encima de la cortina, erosionándola y dañando el talud de aguas abajo (Juárez y Rico, 1996). De manera similar, se puede desbordar un río o un canal artificial, provocando inundaciones en las zonas laterales a sus cauces. Pero independientemente de la causa del desbordamiento, la liberación de agua que este provoca puede generar la falla de puentes. Por ejemplo, en Nueva Zelanda se registró un evento volcánico que derivó en el desbordamiento de un presa, causando la inundación que destruyó el puente "Walouru" en 1953 (Imhof, 2004). Así, a continuación se presentan más detalles sobre las inundaciones.

B. Inundación.- Una inundación es un fenómeno natural provocado por el exceso en los escurrimientos de agua superficiales, falta de drenaje, y/o escasez de filtración natural, lo que deriva en la acumulación del líquido en

las áreas bajas de una región (Bremer y Lara, 2001). Desafortunadamente, las inundaciones son incidentes frecuentes a nivel mundial, y también pueden presentarse como consecuencia del desbordamiento o la falla de estructuras contenedoras de agua (ej. presas, canales, lagos y ríos). No importando la causa, la cantidad y velocidad con que viaja el agua, son factores que determinan el nivel de consecuencias y daños en un sitio dado. En materia de puentes, Reed (2004) clasificó las inundaciones con potencial de afectar puentes férreos, con base en 30 incidentes registrados en el Reino Unido entre 1846 y el año 2000.

C. Arrastre.- Este problema se presenta en puentes que pasan sobre ríos o canales. En esencia, se trata del acarreo de materiales (naturales y/o artificiales) a lo largo del cauce por donde fluye el agua. Los objetos transportados golpean los elementos de la subestructura, y en ocasiones incluso llegan a impactar a la superestructura. Los cuerpos arrastrados pueden variar desde finas arenas hasta árboles y vehículos, pasando por basura, rocas y lodo. Reed (2004) documentó la falla que un puente de Gales sufrió en 1979, cerca de la vía férrea de Merthyr Tydfil. Después de un periodo inusualmente largo de lluvias (26-27 de Diciembre), se obstruyó una alcantarilla debajo del terraplén sobre el cual estaba soportado el puente, lo que provocó la acumulación de agua, misma que subió a una altura de 7 m, derivando en la falla súbita de la estructura. Como resultado de este evento, murieron dos personas, y se presentó el arrastre de aproximadamente 20,000 m³ del material del terraplén. En 2004, se

presentó en Estados Unidos la falla de un puente en el condado de McCormick en Carolina del Sur. Básicamente, los escombros resultantes del Huracán Jeanne se acumularon contra las pilas de apoyo de la estructura en los 6 m de profundidad del agua, lo que condujo a su colapso total (Imhof, 2004). Como se puede observar, el arrastre se encuentra relacionado con el flujo continuo de agua debajo de los puentes, y de manera particular con eventos hidrológicos extraordinarios.

D. Erosión.-La erosión se define como el “desgaste de la superficie terrestre por agentes externos, como el agua o el viento” (RAE, 2010). Este fenómeno afecta la estabilidad de los suelos en los que se soporta un puente, provocando que el material de apoyo se deteriore. Por ejemplo, en 1966 el puente entre Antwerpen y Aachenen Bélgica colapso totalmente por esta razón (Scheer, 2000). Similarmente, en 2004, el puente Ramu en la provincia de Madang en Nueva Guinea, tuvo problemas de erosión combinados con un mal diseño, deslizamiento de taludes y arrastre de escombros (BF, 2009).

E. Socavación.- El Departamento de Transporte de Texas define socavación como “el resultado de la acción erosiva de un flujo de agua que excava y remueve el material del lecho de una corriente” (TDOT, 2009). La misma fuente señala que las tasas de socavación dependen de los materiales y las condiciones del flujo bajo estudio, así como de la resistencia del material a la erosión y el balance entre los sedimentos transportados dentro y fuera de una sección.

F. La Armada Estadounidense (JDAAF, 1994), argumenta que la socavación en un río puede ir de 0 a 9 m en roca y material suelto respectivamente. Así, se intuye que este proceso es peligroso para la subestructura de puentes que salvan corrientes continuas de agua. De manera particular, se puede mencionar el caso del colapso del puente Tonalá, ubicado en el kilómetro 41 + 470 de la carretera de Coatzacoalcos a Villahermosa, en los límites entre Veracruz y Tabasco, México. De acuerdo con Frías (2010), “los resultados de los estudios efectuados determinaron que se presentó socavación en las pilas, lo que dejó expuestos los pilotes de cimentación y con escaso empotramiento en el fondo del río, motivo que ocasionó el colapso”. En las fotografías siguientes, se muestran dos sucesos ocurrido el 17 de Julio de 2009.

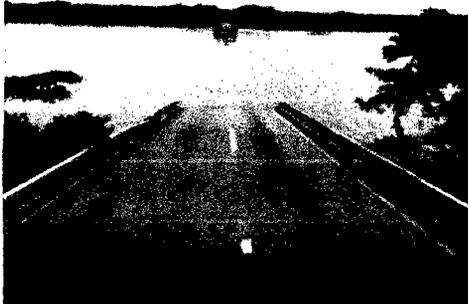


Figura 5.0 Vista longitudinal de la falla del Tonalá (Frías, 2010)



Figura 6.0 Vista transversal de la falla del puente Tonalá (Frías, 2010)

1.2.2 Daños en puentes de concreto

El concreto puede presentar un comportamiento inadecuado como la desintegración, el desprendimiento, el agrietamiento, las deflexiones o los asentamientos. Para llevar a cabo las reparaciones se requiere saber qué fue lo que ocasionó el mal comportamiento del concreto y entender la causa que permita diseñar la reparación.

El efecto que se produce en una construcción (Figura 7) se deriva de factores como: el asentamiento, deflexiones, desgastes, desprendimientos, agrietamientos y desintegraciones y las causas pueden ser por defectos, daños y deterioros antes, durante y después de la construcción.

Se presenta una síntesis de los diferentes daños o defectos que inciden el deterioro de los elementos de un puente por una sucesión de procesos que atentan contra la durabilidad de la estructura.

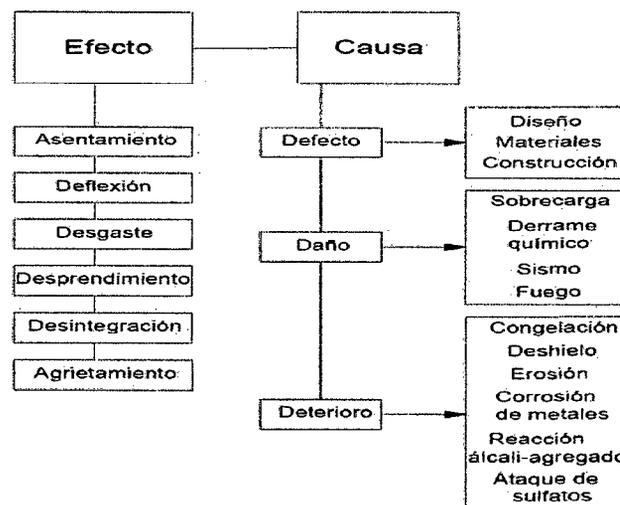


Figura 7.0 Factores que afectan al concreto

Los efectos que puede sufrir el concreto son los siguientes:

- a) Corrosión del acero de refuerzo
- b) Mecanismos de desintegración
- c) Efectos de humedad
- d) Efectos térmicos
- e) Efectos de carga
- f) Defectos debido a la mano de obra no calificada

A continuación definimos cada uno de los efectos antes mencionados:

A. Corrosión del acero de refuerzo

El concreto es un material de alta alcalinidad. El PH (Potencial de Hidrógeno) del

Concreto recién mezclado generalmente se ubica entre 12 y 13. En éste intervalo de alcalinidad, el acero ahogado está protegido contra la corrosión por una película de concreto adherida a la superficie de la varilla de refuerzo; por lo tanto cuando ésta se rompe, puede surgir la corrosión.

La corrosión es un proceso electroquímico que requiere de un ánodo, un cátodo y un electrolito. La matriz de un concreto húmedo forma un electrolito aceptable y el acero de refuerzo proporciona el ánodo y el cátodo. La corriente eléctrica influye entre el cátodo y el ánodo y la reacción da como resultado un incremento en el volumen del metal cuando el fierro se oxida, para que la reacción tenga lugar debe haber agua y oxígeno. En concreto de buena calidad la velocidad de corrosión es lenta.

Los agentes que provocan el inicio de la corrosión son (Figura 8): el oxígeno, el agua, las corrientes eléctricas y los cloruros.

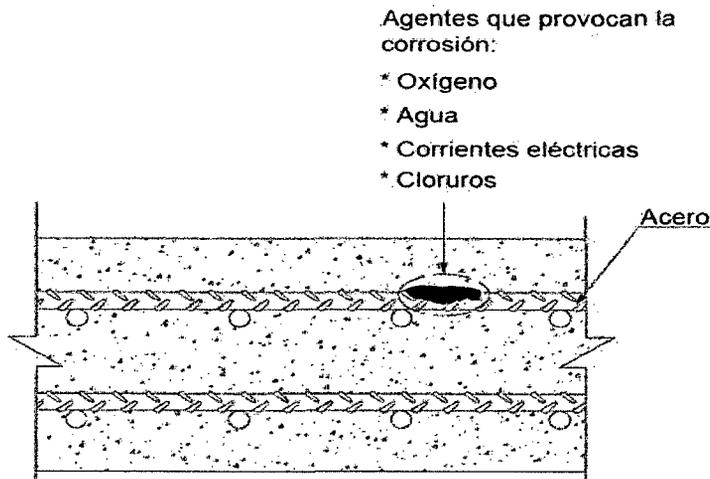


Figura 8.0 Agentes que provocan la corrosión

B. Agrietamiento

El agrietamiento del concreto inducido por la corrosión del acero (Figura 9.0) es

Debido a:

- Resistencia a la tensión del concreto
- Calidad y espesor del recubrimiento del concreto sobre la varilla de refuerzo
- Adherencia entre la varilla de refuerzo y el concreto
- Diámetro de la varilla de refuerzo

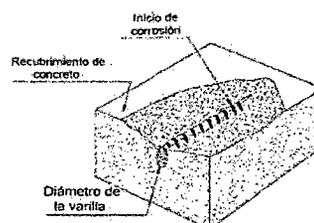


Figura 9.0 Agrietamiento y desprendimiento del concreto

C. Penetración de cloruros

Los cloruros pueden introducirse en el concreto cuando entran en contacto con el ambiente, elementos tales como el agua de mar o sales descongelantes.

La penetración de los cloruros empieza en la superficie y posteriormente se mueve hacia adentro (Figura 10), esto es, dependiendo de la cantidad de cloruros que entren en contacto con el concreto, de la permeabilidad del concreto y la cantidad de humedad presente.

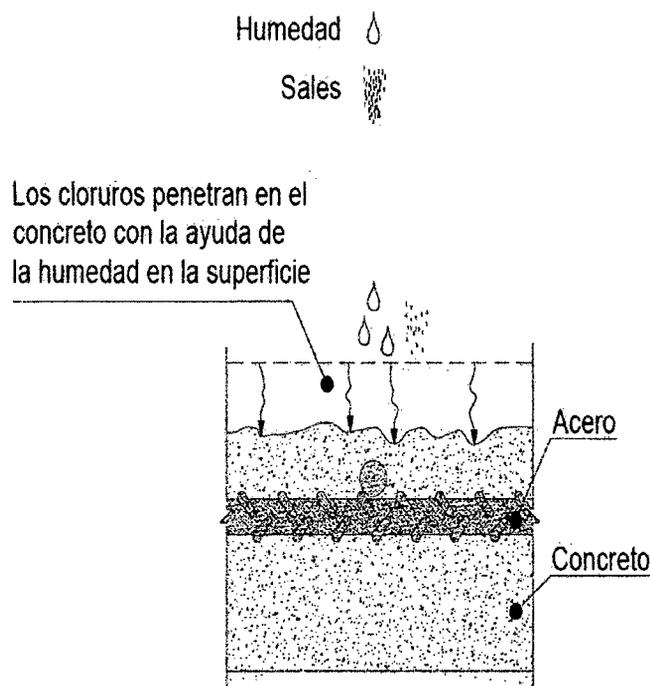


Figura 10.0 Penetración de cloruros en el concreto

Las fuerzas de tensión generadas por la expansión del óxido, hacen que el concreto se agriete y se desprenda (Figura 11).

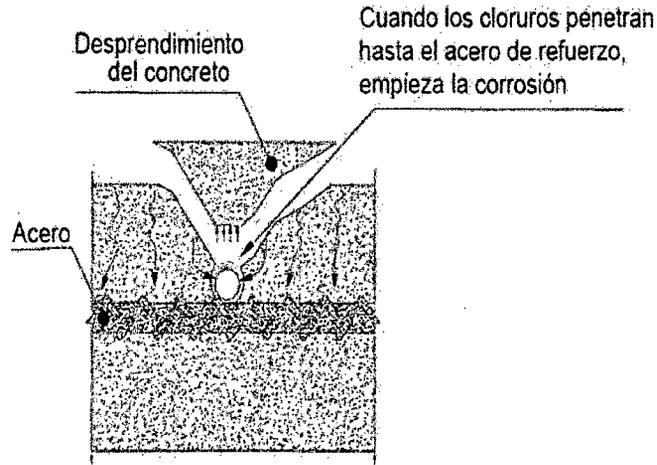


Figura 11.0 Desprendimiento del concreto

D. Carbonatación

La carbonatación del concreto es una reacción entre gases ácidos en la atmósfera y los productos de hidratación del cemento. El aire normal contiene dióxido de carbono (CO₂) en concentraciones relativamente bajas (0.03%). En la Tabla 1 se define las fases del proceso de la carbonatación.

Tabla 1. Proceso de la carbonatación

| | |
|--------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Primer fase | Contenido normal que tiene los poros del concreto son: Agua "H ₂ O" y Cal libre "Ca(OH) ₂ " |
| Segunda fase | Cuando el dióxido de carbono del aire penetra en los poros del concreto se forma ácido carbónico. Dióxido de carbono "CO ₂ " + Agua "H ₂ O" = Ácido carbónico "H ₂ CO ₃ " |
| Tercer fase | El ácido carbónico neutraliza la cal libre y forma carbonato de Calcio sólido con PH neutro. Cal libre "Ca(OH) ₂ " + Ácido carbónico "H ₂ CO ₃ " = Carbonato de Calcio "CaCO ₃ " + Agua "H ₂ O" |

Cuando la alcalinidad del concreto se reduce a un valor PH de aproximadamente 10 y consecuentemente se pierde la protección del concreto del acero de refuerzo. La pasividad o la capacidad de protección del concreto en el acero es destruida cuando el ambiente es ácido o ligeramente alcalino. Empieza la corrosión si la humedad y el oxígeno ganan acceso hacia el concreto.

En un concreto de buena calidad, el proceso de carbonatación es muy lento. Se ha estimado que el proceso continuará a una tasa de hasta 1mm (0.04") por año.

Difícilmente la carbonatación ocurre cuando el concreto está constantemente bajo el agua.

Cuando el dióxido de carbono empieza a penetrarse en la grieta de la estructura hasta llegar al acero, se inicia la corrosión, pero esto se efectúa con el paso del tiempo (Figura 12).

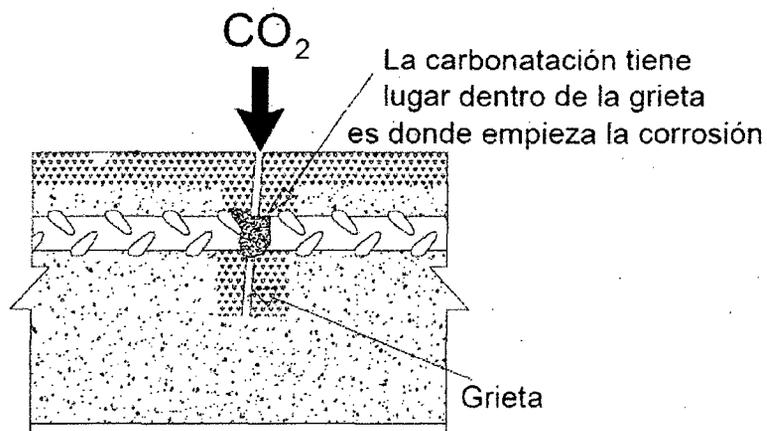


Figura 12.0 Desprendimiento del concreto debido a la corrosión en el acero

E. Corrosión de elementos de acero estructural

La corrosión de metales ahogados incluye elementos tales como vigas de acero en el concreto para formar un elemento compuesto o cuando se le proporciona protección contra el fuego a la viga. Cuando una grieta o una junta de construcción se presentan en el patín superior de una viga es susceptible el proceso de corrosión debido a la humedad y sales corrosivas que se presentan en la estructura (Figura 13). La corrosión en el patín superior ejerce un empuje sobre

El concreto que se encuentra por encima de patín. Cuando la fuerza es mayor ocurre el desprendimiento, entonces es evidente la separación de la losa y la viga desde el lado inferior de la losa (Figura 14).

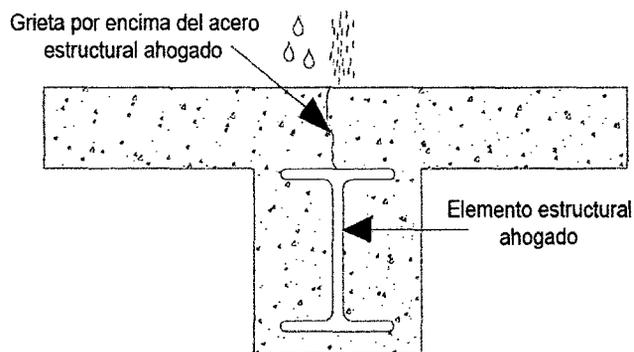


Figura 13.0 Se introduce la humedad y las sales hacia el concreto

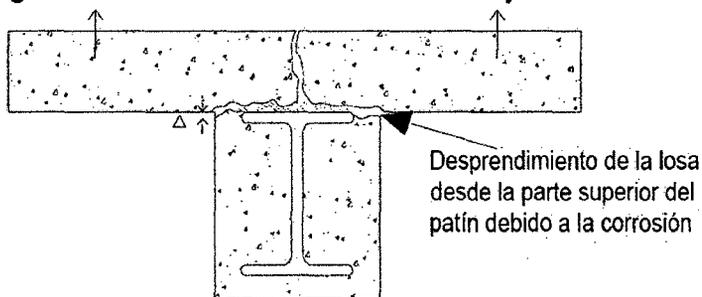


Figura 14.0 Desprendimiento de la losa debido a la corrosión

F. Mecanismos de desintegración

La exposición a químicos agresivos (ya sean artificiales o naturales), puede provocar que el concreto altere su composición química, teniendo como resultado un cambio en sus propiedades mecánicas. Dependiendo del tipo de ataque, el concreto puede ablandarse o desintegrarse en una parte o en su totalidad.

El agua puede ser uno de los ambientes más agresivos que causan la desintegración.

Si el concreto está saturado con agua y sometido a congelación, la fuerza expansiva del incremento en volumen (hielo comparado con agua) puede causar que el concreto se separe en pedazos pequeños. Similar a los efectos del hielo es la expansión de los cristales de las sales en la superficie de concreto sometidos a soluciones salinas.

No todos los mecanismos de desintegración son causados por factores externos; las reacciones álcali-agregado, están internamente contenidas dentro del concreto originalmente elaborado. Tales reacciones dan como resultado la expansión del agregado afectado.

Los mecanismos de desintegración se clasifican en:

- a) Exposición a químicos agresivos
- b) Desintegración por congelación y deshielo
- c) Reacción álcali-agregado
- d) Ataque de sulfatos

G. Exposición a químicos agresivos

Ciertos químicos en solución atacan a varios constituyentes del concreto. Los químicos agresivos pueden ser: ácidos inorgánicos, ácidos orgánicos, soluciones alcalinas, soluciones salinas. En la Figura 15, se observa una estructura de concreto sana debido a que no ha sido atacada por químicos agresivos, mientras que en la Figura 16, empieza el ataque de ácidos al concreto esto es, la reacción que se produce entre el ácido y el Hidróxido de Calcio del cemento Portland hidratado; por lo cual se empieza a desprender los agregados pétreos del cemento.

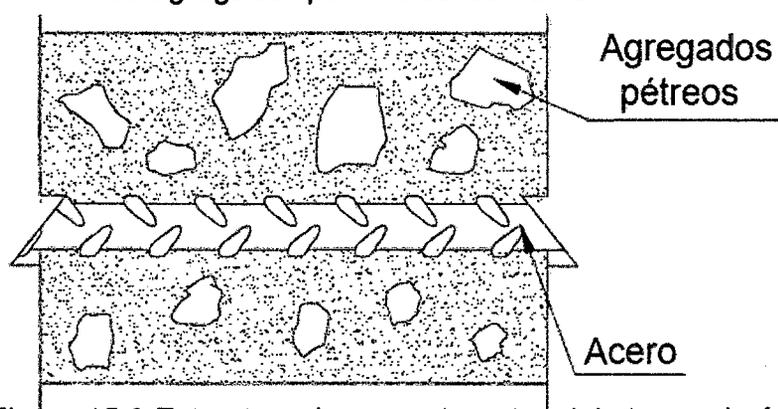


Figura 15.0 Estructura de concreto antes del ataque de ácidos

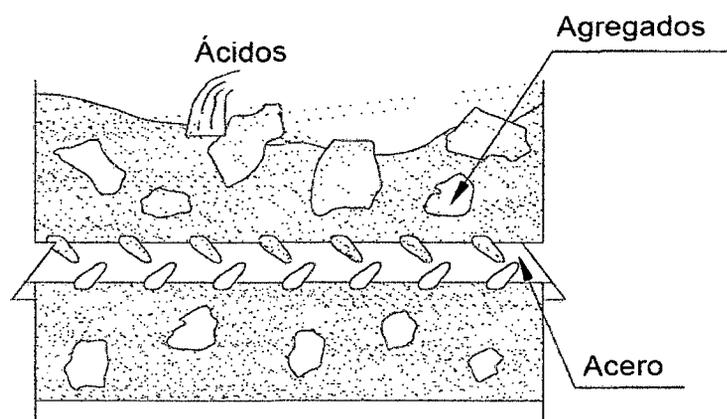


Figura 16.0 Estructura de concreto durante el ataque de ácidos

Cuando se usan agregados de piedra caliza o dolomitas, el ácido puede disolverlos (Figura 17).

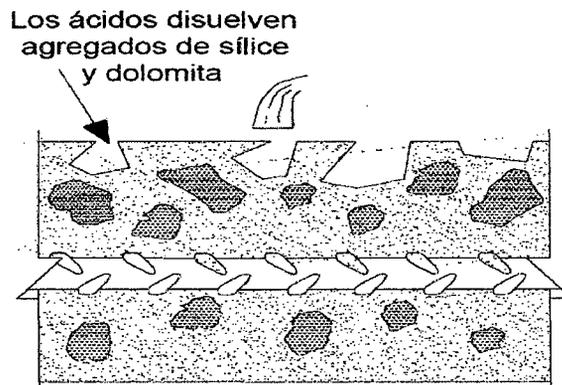


Figura 17.0 Agregados de piedra caliza o dolomitas

H. Desintegración por congelación y deshielo

La desintegración o el deterioro por congelación y deshielo se originan cuando se presentan dos condiciones:

Ciclos de temperatura de congelación y deshielo dentro del concreto.

Concreto poroso que absorbe agua (poros capilares llenos de agua).

El deterioro por congelación y deshielo generalmente ocurre en superficies horizontales que están expuestas al agua, o en superficies verticales que estén en la línea de agua en porciones sumergidas de estructuras. El agua de congelación contenida en los poros de la estructura se expande hasta convertirse en hielo; por lo cual la expansión causa fuerzas de tensión que fracturan al concreto.

La velocidad del deterioro por congelación y deshielo (Figura 18) está en función de la porosidad incrementada (la velocidad aumenta); la saturación

de humedad incrementada (la velocidad se incrementa); el número incrementado de los ciclos de congelación y deshielo (la velocidad se incrementa); el aire incluido (la velocidad se reduce) y las superficies horizontales que atrapan agua estancada (la velocidad se incrementa).

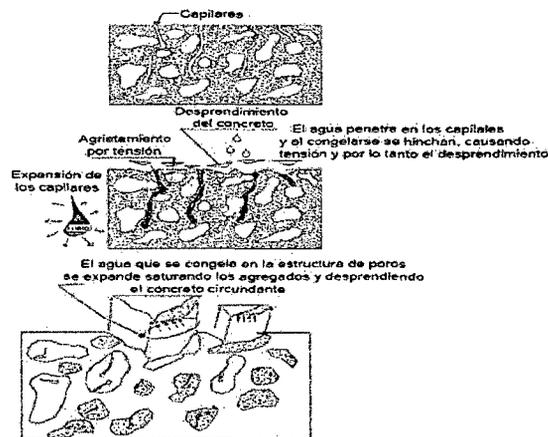


Figura 18.0 Deterioro por congelación y deshielo en la estructura de concreto.

I. Reacción álcali-agregado

La reacción álcali-agregado es un fenómeno de carácter expansivo, el cual produce agrietamientos que son generados por esfuerzos en el interior de estructuras y pavimentos de concreto. Lo que se conoce acerca de éste tipo de reacción es que ciertos agregados, tales como, formas reactivas de Sílice, reaccionan con el Hidróxido de Potasio, Sodio, y Calcio que están en el cemento y forman un gel alrededor de los agregados reaccionantes; cuando el gel alrededor del agregado es expuesto a humedad, se expande, creando fuerzas que causan grietas por tensión (Figura 19).

El contenido de humedad del concreto debe ser aproximadamente el 80%.

El concreto no confinado que experimenta la reacción álcali-agregado

muestra signos de agrietamiento superficial tipo de "mapas" sobre las superficies expuestas. Una vez que se ha formado el agrietamiento más humedad, penetra en el concreto, acelerando la reacción álcali-agregado y permitiendo daño adicional por congelación y deshielo.

La reacción álcali-agregado puede pasar inadvertida por algún tiempo, posiblemente años, antes de que se desarrollen severos trastornos asociados. Usualmente las pruebas para detectar la presencia de reacciones álcali-agregado se lleva a cabo mediante un examen petrográfico del concreto

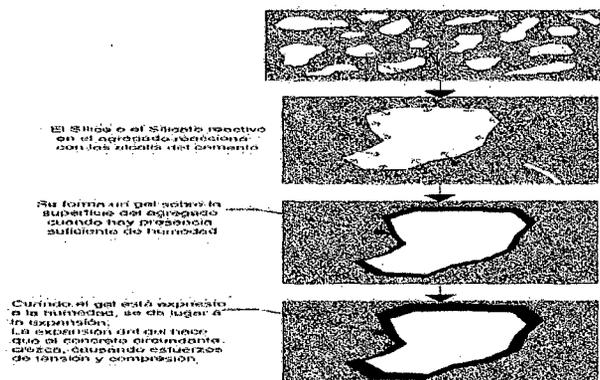


Figura 19.0 Proceso de la reacción álcali-agregado

J. Ataque de sulfatos

La presencia de Sulfatos solubles (principalmente los de Sodio, Calcio y Magnesio) es común en zona de operaciones mineras, de la industria química y del papel. Los Sulfatos de Sodio y Calcio son los más comunes en suelos, agua y procedimientos industriales. Los Sulfatos de Magnesio son menos comunes, pero más destructivos.

El suelo o el agua que contienen estos sulfatos con frecuencia se llaman suelo o agua "álcali". Todos los sulfatos son potencialmente dañinos al concreto. Ellos reaccionan químicamente con la cal hidratada de la pasta de cemento y con el Aluminato de Calcio hidratado. Como resultado de ésta reacción, se forman productos sólidos con un volumen más grande que los productos que entran en la reacción.

La resistencia a sulfatos del concreto se mejora por una baja reacción agua-cemento y un factor adecuado de cemento, con un Aluminato con bajo contenido Tricálcico y con aire incluido apropiado. Con un proporcionamiento apropiado, el humo de Sílice (micro sílice), la ceniza volante y la escoria molida generalmente mejoran la resistencia del concreto al ataque de Sulfatos, principalmente reduciendo la cantidad de elementos reactivos (tales como Calcio) necesario para reacciones de sulfato expansivo.

K. Efectos de la humedad

La contracción por secado se puede definir como la reducción de volumen del concreto causado por la pérdida química y física del agua durante el proceso del endurecimiento y la exposición del aire. La contracción ocurre cuando la pérdida de cemento, agua y agregados sueltan el agua por medio de la evaporación (pérdida física) y en parte por la hidratación del cemento (pérdida química) esto da como resultado la reducción del volumen que causa el agrietamiento por contracción. En su exposición a la atmósfera, el concreto pierde algo del agua original que tenía a través de la evaporación,

y se contrae. El concreto de peso normal se contrae de 400 a 800 micro deformaciones (1×10^{-6} mm/mm). La colocación correcta del acero de refuerzo en el elemento distribuye los esfuerzos de contracción y controla los anchos y las grietas. En la Tabla 2 se presentan los factores que afectan la contracción por secado.

Tabla 2. Factores que afectan la contracción por secado

| Factor | Contracción reducida | Contracción incrementada |
|---------------------------|-----------------------|--------------------------|
| Tipo de cemento | Tipo I, II | Tipo III |
| Tamaño del agregado | 1 1/2" (38 mm) | 19 mm |
| Tipo de agregado | Cuarzo | Arenisca |
| Contenido de cemento | 325 kg/m ³ | 415 kg/m ³ |
| Revenimiento | 76 mm | 152 mm |
| Curado | 7 días | 3 días |
| Temperatura de colocación | 16 °C | 29 °C |
| Estado del agregado | Lavado | Sucio |

L. Cambio de volumen por contenido de humedad

El concreto cambia de longitud dependiendo de su contenido de humedad. El concreto húmedo que se seca se contrae, mientras que el concreto seco que se humedece se expande (Figura 20). El concreto tiene cambios de acuerdo a las estaciones del año: los veranos cálidos y húmedos generan altos contenidos de humedad, mientras que los veranos fríos y secos reducen los contenidos de humedad.

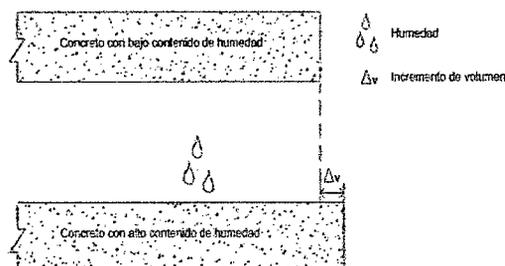


Figura 20.0 Cambio de volumen en el concreto

M. Efectos térmicos

El efecto de la temperatura en las estructuras y elementos de concreto es producido por el cambio de volumen; los cambios de volumen crean esfuerzos cuando el concreto está restringido, los esfuerzos pueden ser: de tensión, compresión y cortante y esto a su vez da como resultado el agrietamiento y desprendimiento de las estructuras de concreto.

N. Cargas térmicas diferentes

Cuando las estructuras de concreto se encuentran a una temperatura constante tanto en la parte superior e inferior de la losa no se produce cambios (Figura 21). Cuando la temperatura en la superficie de una losa de cubierta expuesta a los rayos directos del sol alcanza 48°C (118°F) y la parte inferior de la losa puede ser solamente de 26°C (78°F) en el cual hay una diferencia de 22°C (40°F) se le llama calentamiento solar diurno. Esto provoca que la superficie de arriba se expanda más que la superficie de abajo, dando como resultado un movimiento de la losa hacia arriba durante el calentamiento y un movimiento hacia abajo durante el enfriamiento (Figura 22).

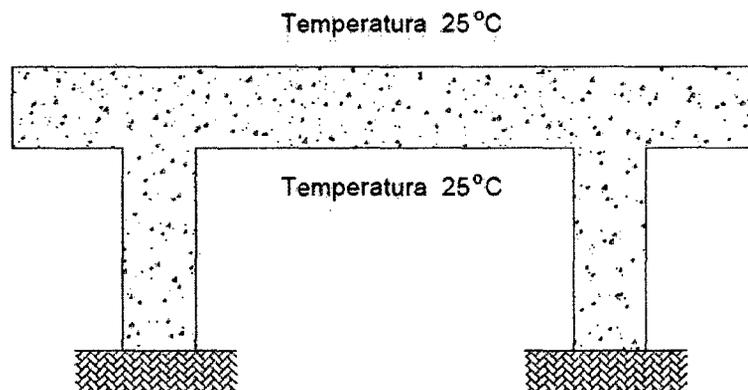


Figura 21.0 Estructura de concreto a temperatura constante

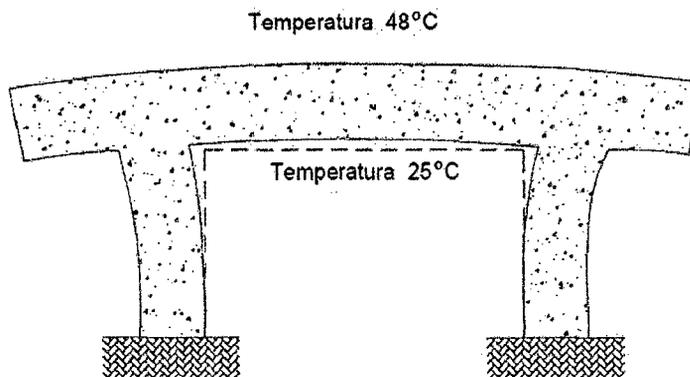


Figura 22.0 Estructura de concreto a temperatura variable

O. Concreto reforzado

El concreto reforzado es un compuesto estructural formado por el concreto y el acero de refuerzo. El concreto tiene excelentes propiedades de compresión, pero pobres propiedades de tensión (aproximadamente el 10% de resistencia a la compresión). La mayoría de las estructuras de concreto están sujetas a fuerzas de tensión. Las losas y las vigas son los miembros más comúnmente sujetos a una tensión. Las varillas de refuerzo se colocan en el concreto para soportar las fuerzas de tensión. Una viga simplemente apoyada con carga en su parte superior experimenta tensión en su parte inferior (la tensión máxima a la mitad del claro), mientras que fuerzas de compresión están actuando en la parte superior (compresión máxima a la mitad del claro).

Cuando las varillas de refuerzo están sujetas a tensión, se estiran. El concreto alrededor de las varillas de refuerzo, consecuentemente está

sujeto a tensión y se estira. Cuando se alcanza una tensión que excede a la resistencia a tensión del concreto, pueden aparecer grietas transversales cerca de las varillas de refuerzo (Figura 23).

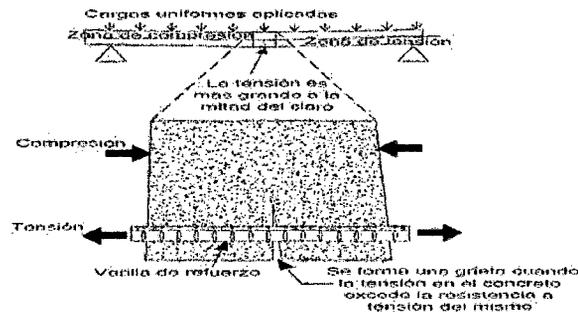


Figura 23.0 Viga de concreto reforzado simplemente apoyada

P. Cortante en elementos losa-viga-columna

Las conexiones de columnas a losas y vigas, experimentan un considerable esfuerzo de cortante. El esfuerzo excesivo produce grietas en las vigas y en la losa circundante. El agrietamiento por cortante de columnas y vigas en las conexiones puede ser causado por el movimiento horizontal. Las fuerzas horizontales pueden acumularse por los cambios de volumen causados por cambios de temperatura; por el acortamiento elástico causado por fuerzas de pos tensado y al movimiento de la cimentación causado por asentamientos o sismos.

En la Figura 24, se ve el desprendimiento que surge de la columna con la losa y viga debido al movimiento horizontal que se origina por los casos anteriores.

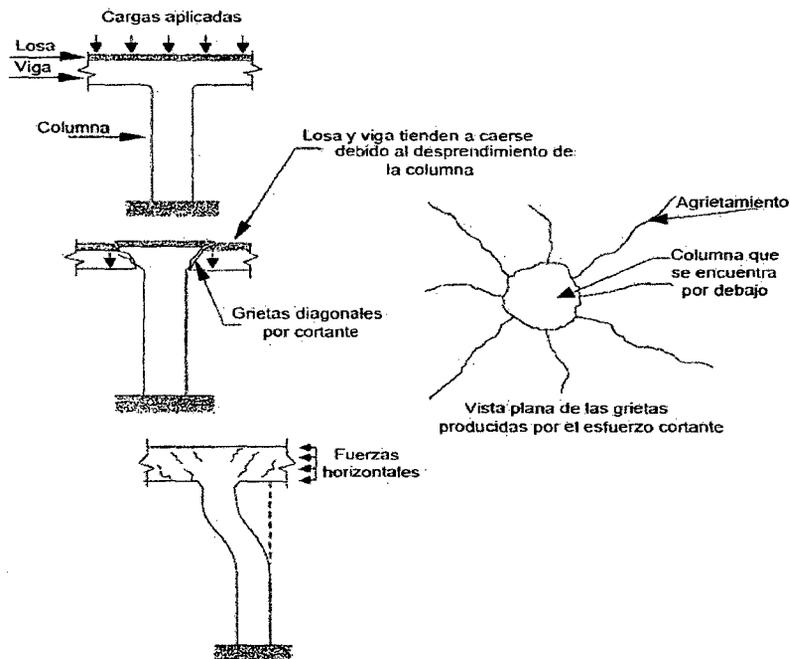


Figura 24.0 Esfuerzo cortante en elementos losa–viga–columna

Q. Estructuras de concreto en voladizo o cantiléver

Las estructuras en voladizo o cantiléver (Figura 25) están apoyadas únicamente de un sólo lado (las losas de balcones son un ejemplo típico). Las cargas aplicadas en la parte superior de la losa producen una deflexión como se observa en la Figura 26, por lo cual las fuerzas de tensión están actuando en la parte superior del muro y son soportadas por el acero de refuerzo localizado en la parte superior del elemento (Figura 27). Se debe considerar que el acero de la parte superior debe ser colocado en la posición correcta cerca de la superficie del elemento. La colocación inapropiada del acero de refuerzo puede dar como resultado una falla por flexión de un elemento estructural y las grietas por tensión que se desarrollan en el acero de la parte superior de la losa son pasos naturales

para la humedad y para otras sustancias inductoras de corrosión. La corrosión abundante da como resultado una pérdida en la sección y causa una pérdida proporcional en la capacidad de tensión. La falla del acero de refuerzo puede dar como resultado un efecto de bisagra y la falla completa.

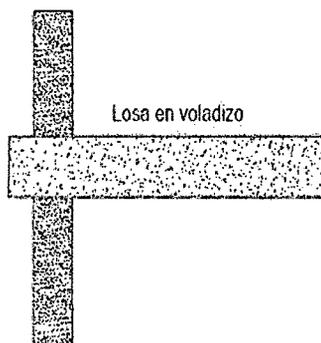


Figura 25.0 Losa en voladizo

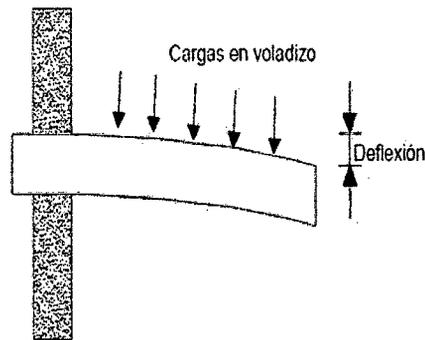


Figura 26.0 Cargas que actúan en la parte superior de la losa

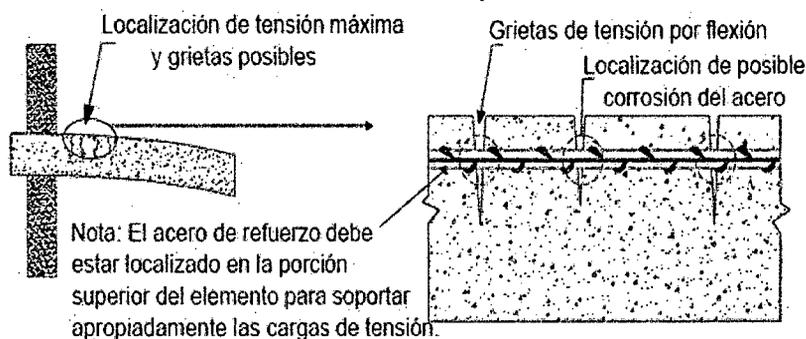


Figura 27.0 Fuerzas de tensión que actúan en la parte superior de la losa

1.2.2.1 Fallas por diseño

Estos daños están relacionados con la concepción y el diseño del proyecto entre las fallas más comunes se tiene por las siguientes causas:

- Ausencia de cálculos
- Estimación inadecuada de cargas y condiciones de servicio.

- No considerar juntas de construcción.
- Uso inadecuado de los programas de computador.
- Mal dimensionamiento de los elementos estructurales.
- Falta de especificaciones y características de los materiales.
- Ausencia o falta de detalles constructivos y estructurales.
- Inapropiada disposición del acero de refuerzo o por insuficiencia del mismo.
- Uso de especificaciones obsoletas.

A continuación se presentan las manifestaciones más comunes en este tipo:

A). Fisuras. Son el resultado de los esfuerzos que actúan sobre los elementos estructurales. Normalmente cualquier elemento de concreto reforzado es propenso a que presente fisuraciones bajo las cargas normales de servicio, sin embargo, cuando el ancho de las fisuras producidas es grande (mayor a 0.5 mm) se considera como una manifestación patológica y pueden afectar el funcionamiento de la estructura.

El patrón de fisuramiento generalmente se debe describir mediante las siguientes dimensiones: el espesor, la longitud, la dirección de la fisura y la distancia entre estas, anotando las observaciones que se consideren relevantes sobre el elemento en el cual se presentan las fallas.

Tabla 3. Ancho admisible de fisuras en estructuras de concreto reforzado bajo cargas de servicio.

| CONDICION DE EXPOSICIÓN | ANCHO DE FISURA ADMISIBLE (mm) |
|----------------------------------------------------------------------|--------------------------------|
| Aire seco o membrana protectora | 0.40 |
| Ambiente húmedo (aire húmedo, suelo) | 0.30 |
| Productos Quimicos descongelantes | 0.20 |
| Humedecimiento y secado de agua de mar | 0.15 |
| Estructuras para retención de agua , excluyendo tuberías sin presion | 0.10 |
| Elementos de concreto preesforzado | 0.10 |

A1. Fisuras por flexión: se presentan generalmente en la cara inferior de los

elementos, se localizan en la zona central de la luz, nacen en la fibra inferior y se extienden hasta llegar al eje neutro de la sección, al principio crecen verticalmente y luego se inclinan bajo la influencia del esfuerzo cortante cuando se aproximan a los apoyos.

El ancho de las fisuras indica el nivel del esfuerzo de tracción al que han sido sometidas las barras de refuerzo; anchos pronunciados indican altos esfuerzos por exceso de carga y/o por insuficiencia de refuerzo longitudinal principal.

A2. Fisuras por cortante. Los esfuerzos de corte en vigas y losas generan

fisuras oblicuas generalmente formando un ángulo de 45° con la dirección del acero principal (longitudinal) las fisuras presentan un ancho variable y separación máxima correspondiente a la separación del refuerzo transversal. Normalmente las fisuras por cortante se presentan en las zonas cercanas a los apoyos, o en el centro de la luz del elemento si hay cargas

puntuales o pocos estribos. Frecuentemente se presentan varias fisuras paralelas, con separación variable.

Sánchez de Guzmán (2002), señala que las fisuras de cortante siempre atraviesan todo el espesor de la viga y su ancho depende de la sección de la viga (ancho grande en secciones altas y esbeltas) y/o la magnitud de los esfuerzos de cortante (más anchas si el esfuerzo es grande).

A3. Fisuras por torsión. Son fisuras transversales e inclinadas similares a las

fisuras por cortante pero se diferencian en que las fisuras causadas por esfuerzos de torsión siguen un patrón de espiral o de tipo helicoidal que atraviesan toda la sección de los elementos. En estructuras de concreto armado los esfuerzos de torsión generan fisuras inclinadas en cada una de las caras del elemento, generalmente son fisuras continuas que van rodeando todo el elemento de concreto con una tendencia a seguir líneas a 45° denotando armaduras de refuerzo insuficientes para contrarrestarlos o disposición inadecuada de las barras de refuerzo.

B). Aplastamiento. Las fracturas y grietas por aplastamiento tienen su origen en

la alta concentración de cargas que se presentan en las zonas de apoyo de los elementos simplemente apoyados o en las zonas de anclaje para el pre esfuerzo de torones y cables.

Los daños producidos por aplastamiento tienden a fracturar la sección de

concreto localizada directamente bajo la carga concentrada. Cuando en los elementos de apoyo no existe una transición adecuada mediante mecanismos de amortiguamiento, es común la presencia de fracturas por aplastamiento, en el concreto del elemento de apoyo. Este daño deberá cuantificarse por número de elementos afectados, aclarando en el campo de observaciones la localización de los mismos.

C). Asentamientos. Hace referencia a los movimientos verticales diferenciales que se pueden presentar en las estructuras cuando no existe un diseño apropiado de la cimentación.

El patrón de daño por el asentamiento de las pilas de un puente , generalmente se relaciona con la presencia de fisuras en la parte superior o inferior de las vigas adyacentes , deflexiones y fracturas en los apoyos . Normalmente las fisuras por asentamiento, siguen la dirección vertical o con poca inclinación de ancho y longitud variable.

D). Volcamiento. Puede presentarse directamente en las estructuras por mal dimensionamiento de los elementos, por diseños inadecuados o insuficientes (cimentación – estructura) e indirectamente como consecuencia de la generalización de los daños presentes en la estructura y como resultados de eventos fortuitos no previstos tales como sismos , deslizamientos y explosiones.

1.2.2.2 Fallas por construcción.

Estos daños pueden originarse por la utilización de los materiales con calidad inadecuada (cemento, agregados, agua) problemas en la

dosificación , producción , transporte , colocación y curado . Las causas más comunes son:

Inadecuada interpretación de los planos.

Equivocada localización del refuerzo.

Deformaciones en la formaleta.

Falta de control de la formaleta antes y durante el vaciado del concreto.

Descimbrado inadecuado o anticipado.

Desplazamiento del acero de refuerzo durante el vaciado.

Prácticas deficientes en la colocación y compactación del concreto.

Empleo de concreto con dosificación inadecuada.

Ausencia o mala protección y curado del concreto.

Carga prematura de la estructura.

Falta de control de calidad en los materiales.

A continuación se presentan las manifestaciones más comunes en este tipo:

- A). fisuración por retracción.** Ocurre mientras el concreto está en estado fresco , generalmente se presentan en superficies horizontales, con relación superficie libre/volumen mayor a 3.50 entre la primera y las seis primeras horas después fundido, generando fisuras y microfisuras que se extienden rápidamente Calavera (1996).

B). Hormigueros. Alteración sufrida por el concreto, definida por la presencia de oquedades superficiales que quedan en el concreto endurecido , evidenciando zonas vacías en las caras de los elementos. Los hormigueros son causados generalmente por falta de vibrado, compactación excesiva o deficiente, colocación inadecuada del concreto, dosificaciones inadecuadas de mezclas de concreto.

c). Segregación. Distribución inadecuada de los componentes de la mezcla, manifestada como la separación estos con la pasta , propiciando un desplazamiento de los agregados gruesos hacia la parte inferior. Entre otros factores es por una inadecuada dosificación, concreto vertido de alturas excesivas, falta o exceso de vibrado, empleo de agregados gruesos sin aparente cohesión, exceso de agregados gruesos o finos.

1.2.2.3 Fallas por operación

Aparecen durante el periodo de vigencia o vida útil de la estructura por diferentes acciones ya sean físicas, mecánicas, químicas o biológicas. Durante el funcionamiento de la estructura se pueden presentar fallas por incrementos de las cargas permitidas, por eventos fortuitos (impactos accidentales, explosiones, inundaciones, incendios, etc), por cambio en la condiciones de exposición, uso y por falta de mantenimiento, reparación o rehabilitación de la estructura.

A continuación se presentan las manifestaciones más comunes en este tipo:

A). Infiltración y eflorescencia. Sánchez de Guzmán (2002) y Calavera (1996),

definen la eflorescencia en el depósito de sales que son lixiviadas fuera del concreto, las cuales se cristalizan luego de la evaporación del agua que las transportó. Ocurren frecuentemente en la superficie del concreto cuando el agua tiene la posibilidad de percolar a través del material, en forma intermitente o continua o cuando se presentan procesos de humedecimiento y secado alternadamente. Afectan la estética, incremento de porosidad del concreto y aumento de la permeabilidad, permitiendo que el concreto sea más vulnerable a otras patologías que deterioran de la estructura.

B). Socavación. Se define como socavación a la erosión causada por el agua o

por materiales abrasivos transportados por una corriente, la cual genera desgaste en el concreto y fallas de estabilidad. La socavación es típica de los estribos, aletas, pilas, cimentación de los puentes y lecho de los ríos. Se distinguen dos tipos de socavación general y local. La socavación general es un proceso a largo plazo, normalmente se presenta en sitios particulares y es ocasionada por el paso de la corriente.

1.3 Definición de términos básicos

1. Puente. Construcción que permite salvar un accidente geográfico o cualquier

otro obstáculo físico como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua, o cualquier otro obstáculo. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el

que el puente es construido.

- 2. Vida Útil.** De la estructura, el cual tiene relación con el comportamiento de la misma, bajo unas ciertas y determinadas condiciones de servicio, durante un periodo de tiempo suficientemente largo. Por lo tanto, se considera como vida útil de una estructura, el periodo de tiempo en el cual, ella conserva los requisitos previstos de seguridad, funcionalidad y estética (aspecto), con costos razonables de mantenimiento.
- 3. Fallas.** Aparición de una serie de señales o de cambios de aspecto, que se engloban dentro de la sintomatología estructural.

CAPÍTULO II. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Ubicación geográfica y tiempo

El estudio fue realizado en los puentes Pakamuros y Mesones Muro sobre el río Amuju de la ciudad de Jaén geográficamente ubicada en la zona Nor Oriental del departamento de Cajamarca provincia y distrito de Jaén a una altitud de 729 m.s.n.m cuyas coordenadas geográficas son 05°42'15" de latitud sur y 78°48'29" de longitud Oeste.

La recolección de datos se realizó durante los meses de febrero a marzo del presente año.

2.1.1 Tipo de investigación

El presente trabajo, es una investigación del tipo descriptiva ya que permite desarrollar el estudio en un solo momento. Se determina las características del estado de conservación en los puentes

2.1.1.2 Diseño Metodológico

Primera etapa, estuvo destinada a la recolección de información generalmente de fuentes secundaria, como son: textos, publicaciones oficiales, búsquedas por Internet de publicaciones electrónicas, entrevistas

con especialistas en hidrología superficial (Ing. Juan A. Olano Guzman), visita a bibliotecas y/o instituciones relacionadas con el tema (Ministerio de agricultura).

Segunda etapa, estuvo destinada a la preparación de personal, materiales y equipos para la recopilación de datos en terreno. Se realizó el ensayo de esclerometría in situ, en los elementos estructurales del puente con el apoyo de un técnico especializado en este tipo de ensayos, buscar el personal adecuado para la nivelación de la infraestructura del puente.

Tercera etapa, consistió en el procesamiento e interpretación de los datos recopilados en campo, para identificar las acciones estratégicas a implementar en futuros Planes de Minimización de daños a la superestructura e infraestructura en puentes.

2.2 Materiales y equipos

- Nivel marca leyca (incluye trípode y mira)
- Wincha de 50m y de 3m metálica.
- Esclerómetro
- Esmalte color rojo.
- Pincel plano.
- pala y pico.
- cuaderno y lapicero.

2.3 Definición y operacionalización de variables

Tabla 4. Definición y operacionalización de variables

| VARIABLES | DEFINICION/CONCEPTO | INDICADOR | TIPO DE VARIABLE | INDICES |
|--------------------|-----------------------------------------------------------------|-------------------------|------------------|------------------------------------------------|
| Fisuras | Describir y determinar el tipo de fisura del puente en estudio. | Unidad de medida (ML) | Dependiente | Profundidad de la fisura. Espesor de la fisura |
| Asentamiento | Describir y determinar el asentamiento del puente en estudio. | Unidad de medida (ML) | Dependiente | Causas del asentamiento. profundidad |
| Socavacion | Determinar la socavacion del puente en estudio | Unidad de medida (ML) | Dependiente | Causas de la socavacion. profundidad |
| Vehículo de Diseño | Describir el vehículo de diseño que se uso para el diseño. | IMD | Independiente | Fatiga por cargas repetitivas. |
| Caudal | Describir el caudal en el momento de la inspeccion. | Unidad de medida (M3/S) | Independiente | volumen de agua por unidad de tiempo. |

2.4 Evaluaciones a realizar

La evaluación se realizó en los puentes Pakamuros y Mesones Muro siendo esta la muestra representativa, para esto se realizó una delimitación de la cuenca del río Amojú, además una nivelación y el ensayo de esclerometría.

2.5 Procedimiento

A. Nivelación

En el presente trabajo de investigación, determinamos in situ, los asentamientos de los estribos del puente Pakamuros y Mesones Muro mediante una nivelación simple hallando los resultados siguientes que se mostrarán más adelante.

El procedimiento fue, determinar un nivel de referencia en las cuatro esquinas de los dos estribos, para luego de esto medir la longitud hasta la parte inferior

de la losa, con la regla de nivel o mira tal como se verifica en las fotografías siguientes:



Figura 28.0 Nivelación de estribos del puente Pakamuros.

Los resultados obtenidos de las cuatro mediciones para el puente Pakamuros son las siguientes:

| ESTRIBOS | NIVEL DE REFERENCIA A LOSA | |
|------------------|----------------------------|--------------|
| | LADO 01 | LADO 02 |
| IZQUIERDO | 2,2m | 2,17m |
| DERECHO | 2,3m | 2,32m |
| VARIACIÓN | 0,1m | 0,15m |

Los resultados obtenidos de las cuatro mediciones para el puente Mesones muro son las siguientes:

| ESTRIBOS | NIVEL DE REFERENCIA A LOSA | |
|------------------|----------------------------|----------------|
| | LADO 01 | LADO 02 |
| IZQUIERDO | 2.8 | 2.801 |
| DERECHO | 2.803 | 2.799 |
| VARIACIÓN | 0.003m | -0.002m |

B. Ensayo de esclerometría

Para conocer la resistencia del concreto endurecido se hizo uso de un esclerómetro con el cual se hicieron disparos tanto en posición horizontal (0°) para el caso de estribos y vertical (-90°) para el caso de losas y con la sumatoria de datos de cada disparo se obtuvo un promedio para calcular la desviación estándar con este dato y con la ayuda de un ábaco siendo el resultado en yardas que afectado por un coeficiente igual a 0.007 nos dio una resistencia en kg/cm^2 . Tal como se muestran en las tablas respectivas.



Figura 29.0 Ensayo de esclerómetro

C. Cálculo de la socavación

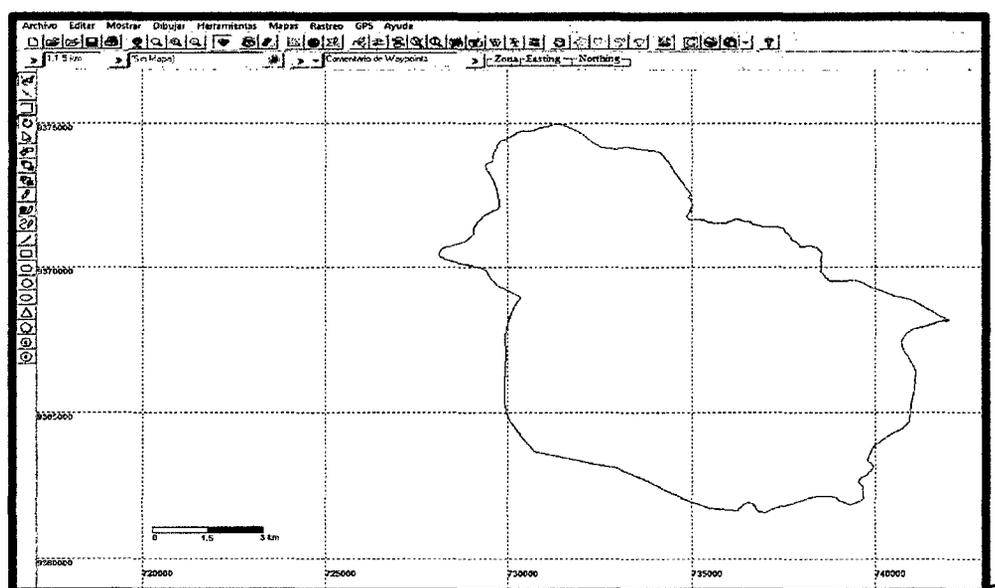
2.1.1.3 Cálculo de los parámetros físicos y básicos de la cuenca

El área de la cuenca " A ", se obtiene directamente, una vez efectuada la demarcación de la divisoria utilizando para esto la ayuda del **GOOGLE EARTH**.



Figura 30.0 Delimitación de la cuenca.

Para obtener las coordenadas **UTM** (UNIVERSAL TRANSVERSAL MERCATOR), se exporta la planimetría del **GOOGLE EARTH**; al programa **GPS TrackMaker** para obtener el contorno de la cuenca que es la que nos interesa. Tal como se muestra en el siguiente grafico.



En este programa se determina las coordenadas UTM, utilizando las técnicas que el mismo programa nos indica, por tanto las coordenadas determinadas se presenta a continuación:

Coordenadas UTM, correspondientes a la cuenca del río Pakamuros o Amojú
DATUM: WGS84 ZONA: 16

| PTO | ESTE | NORTE |
|-----|------------|-------------|
| 1 | 742023.355 | 93681664.71 |
| 2 | 741726.802 | 9368335.02 |
| 3 | 741482.796 | 9368497.25 |
| 4 | 741195.761 | 9368711.43 |
| 5 | 741055.22 | 9368819.07 |
| 6 | 740920.962 | 9368877.95 |
| 7 | 740671.756 | 9368951.21 |
| 8 | 740535.363 | 9368974.4 |
| 9 | 740121.093 | 9369194.54 |
| 10 | 739852.844 | 9369312.75 |
| 11 | 739708.54 | 9369412.64 |
| 12 | 739508.174 | 9369525.01 |
| 13 | 739190.429 | 9369479.08 |
| 14 | 738927.94 | 9369493.56 |
| 15 | 738765.819 | 9369487.83 |
| 16 | 738693.437 | 9369588.39 |
| 17 | 738603.487 | 9369695.23 |
| 18 | 738585.922 | 9369750.28 |
| 19 | 738504.783 | 9369809.62 |
| 20 | 738533.476 | 9369863.5 |
| 21 | 738528.919 | 9370078.56 |
| 22 | 738539.327 | 9370188.14 |
| 23 | 738567.863 | 9370478.1 |
| 24 | 738449.26 | 9370618.17 |
| PTO | EST E | NORT E |
| 73 | 734965.474 | 9371886.16 |
| 74 | 734991.746 | 9372047.16 |
| 75 | 735032.376 | 9372147.04 |
| 76 | 735010.922 | 9372212.38 |
| 77 | 735008.553 | 9372294.53 |
| 78 | 734988.513 | 9372353.25 |
| 79 | 734918.489 | 9372401.67 |
| 80 | 734994.949 | 9372494.67 |
| 81 | 734962.729 | 9372570.12 |
| 82 | 734909.848 | 9372667.38 |
| 83 | 734785.772 | 9372889.49 |
| 84 | 734591.65 | 9373257.33 |
| 85 | 734401.643 | 9373626.96 |
| 86 | 734172.454 | 9373965.15 |
| 87 | 733949.03 | 9374054.62 |
| 88 | 733693.034 | 9374057.85 |
| 89 | 733386.826 | 9374130.37 |
| 90 | 733230.107 | 9374170.61 |
| 91 | 732961.576 | 9374111.9 |
| 92 | 732572.309 | 9374154.87 |
| 93 | 732329.023 | 9374342.81 |
| 94 | 732097.012 | 9374574.01 |
| 95 | 731912.632 | 9374745.74 |
| 96 | 731803.15 | 9374800.89 |
| PTO | ESTE | NORTE |
| 25 | 738403.817 | 9370650.1 |
| 26 | 738326.002 | 9370676.05 |
| 27 | 738226.185 | 9370682.77 |
| 28 | 738044.298 | 9370670.33 |
| 29 | 737956.405 | 9370672.59 |
| 30 | 737946.089 | 9370725.83 |
| 31 | 737948.067 | 9370745.36 |
| 32 | 737880.117 | 9370815.05 |
| 33 | 737851.472 | 9370862.42 |
| 34 | 737835.577 | 9370889.33 |
| 35 | 737753.454 | 9370908.47 |
| 36 | 737731.57 | 9370923.32 |
| 37 | 737728.864 | 9370946.39 |
| 38 | 737727.972 | 9370972.38 |
| 39 | 737721.644 | 9371001.82 |
| 40 | 737716.995 | 9371033.49 |
| 41 | 737639.979 | 9371114.69 |
| 42 | 737590.168 | 9371169.21 |
| 43 | 737568.491 | 9371217.48 |
| 44 | 737507.182 | 9371288.07 |
| 45 | 737420.486 | 9371350.76 |
| 46 | 737288.757 | 9371367.41 |
| 47 | 737187.535 | 9371371.6 |
| 48 | 737133.142 | 9371370.48 |
| PTO | EST E | NORT E |
| 97 | 731571.479 | 9374938.19 |
| 98 | 731323.006 | 9375018.05 |
| 99 | 731252.555 | 9374946.41 |
| 100 | 731057.086 | 9374856.02 |
| 101 | 730916.642 | 9374839.67 |
| 102 | 730814.381 | 9374802.67 |
| 103 | 730715.734 | 9374738.72 |
| 104 | 730607.194 | 9374710.24 |
| 105 | 730426.1 | 9374719.34 |
| 106 | 730325.571 | 9374697.87 |
| 107 | 730267.533 | 9374661.4 |
| 108 | 730270.875 | 9374661.44 |
| 109 | 730213.713 | 9374602.8 |
| 110 | 730162.275 | 9374570.22 |
| 111 | 730091.47 | 9374522.2 |
| 112 | 729997.797 | 9374447.82 |
| 113 | 729879.177 | 9374401.61 |
| 114 | 729805.425 | 9374362.27 |
| 115 | 729749.764 | 9374295.09 |
| 116 | 729712.523 | 9374207.94 |
| 117 | 729696.144 | 9374144.05 |
| 118 | 729650.042 | 9374052.56 |
| 119 | 729603.04 | 9373942.15 |
| 120 | 729592.31 | 9373819.99 |
| PTO | EST E | NORTE |
| 49 | 737015.597 | 9371370.08 |
| 50 | 736934.018 | 9371373.26 |
| 51 | 736883.535 | 9371383.47 |
| 52 | 736859.87 | 9371411.28 |
| 53 | 736794.236 | 9371438.63 |
| 54 | 736693.825 | 9371472.93 |
| 55 | 736642.115 | 9371522.69 |
| 56 | 736509.024 | 9371565.41 |
| 57 | 736378.298 | 9371594.39 |
| 58 | 736283.774 | 9371628.5 |
| 59 | 736232.275 | 9371627.75 |
| 60 | 736173.059 | 9371599.87 |
| 61 | 736069.263 | 9371552.89 |
| 62 | 735951.136 | 9371509.07 |
| 63 | 735840.98 | 9371511.25 |
| 64 | 735685.146 | 9371510.98 |
| 65 | 735482.832 | 9371530.49 |
| 66 | 735352.45 | 9371602.01 |
| 67 | 735176.396 | 9371629.49 |
| 68 | 734934.428 | 9371624.9 |
| 69 | 734916.895 | 9371665 |
| 70 | 734885.554 | 9371748.03 |
| 71 | 734905.828 | 9371812.04 |
| 72 | 734956.218 | 9371841.38 |
| PTO | EST E | NORT E |
| 121 | 729600.768 | 9373702.75 |
| 122 | 729565.094 | 9373642.56 |
| 123 | 729486.249 | 9373608.3 |
| 124 | 729401.354 | 9373536.77 |
| 125 | 729397.218 | 9373485.85 |
| 126 | 729424.495 | 9373425.99 |
| 127 | 729458.613 | 9373378.14 |
| 128 | 729505.965 | 9373274.41 |
| 129 | 729617.819 | 9373025.58 |
| 130 | 729690.777 | 9372789.84 |
| 131 | 729731.088 | 9372653.26 |
| 132 | 729747.538 | 9372454.77 |
| 133 | 729784.825 | 9372254.73 |
| 134 | 729783.676 | 9372145.02 |
| 135 | 729791.512 | 9372088.7 |
| 136 | 729705.206 | 9371972.04 |
| 137 | 729609.032 | 9371915.22 |
| 138 | 729431.002 | 9371817.9 |
| 139 | 729197.39 | 9371561.01 |
| 140 | 729086.921 | 9371326.85 |
| 141 | 729073.095 | 9371121.2 |
| 142 | 728825.928 | 9370857.55 |
| 143 | 728564.96 | 9370760.76 |

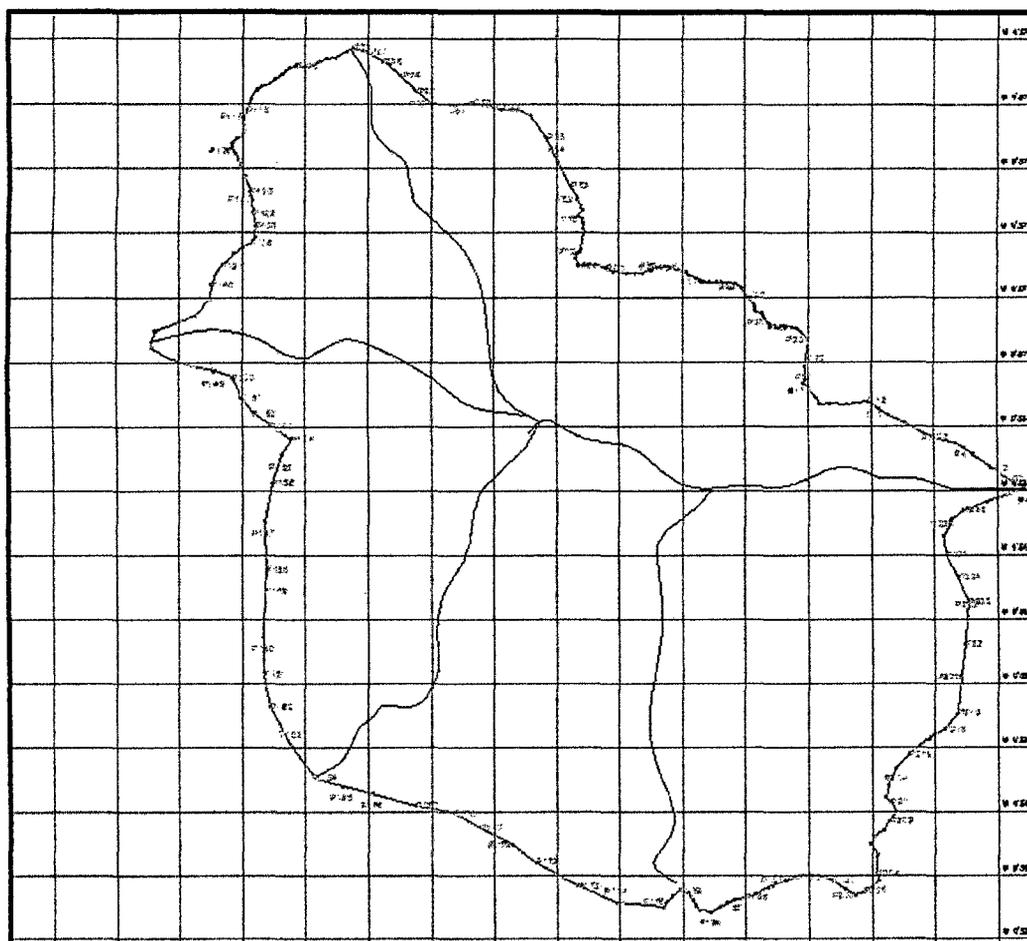
| PT O | ESTE | NORTE |
|------|------------|------------|
| 144 | 728192.521 | 9370629.91 |
| 145 | 728133.471 | 9370444.96 |
| 146 | 728147.7 | 9370355.26 |
| 147 | 728398.09 | 9370207.26 |
| 148 | 728791.153 | 9370089.24 |
| 149 | 729128.553 | 9370002.91 |
| 150 | 729410.011 | 9369904.18 |
| 151 | 729548.448 | 9369589.29 |
| 152 | 729757.224 | 9369349.98 |
| 153 | 730028.727 | 9369158.02 |
| 154 | 730352.236 | 9368947.56 |
| 155 | 730203.007 | 9368711.54 |
| 156 | 730051.614 | 9368277.86 |
| 157 | 729928.541 | 9367667.23 |
| 158 | 729964.235 | 9366909.5 |
| 159 | 729940.841 | 9366587.62 |
| 160 | 729910.391 | 9365874.24 |
| 161 | 729918.989 | 9365297.44 |
| 162 | 730025.115 | 9364785.34 |
| 163 | 730365.498 | 9364168.5 |
| 164 | 730726.03 | 9363661.76 |
| 165 | 731162.137 | 9363537.96 |
| 166 | 731637.422 | 9363428.43 |

| PT O | ESTE | NORTE |
|------|------------|------------|
| 167 | 732334.063 | 9363235.75 |
| 168 | 732918.446 | 9363120.92 |
| 169 | 733353.673 | 9362887.96 |
| 170 | 733847.86 | 9362623.69 |
| 171 | 733859.665 | 9362613.9 |
| 172 | 734245.144 | 9362353.2 |
| 173 | 734904.536 | 9361979.62 |
| 174 | 735526.531 | 9361716 |
| 175 | 736272.235 | 9361643.77 |
| 176 | 736314.554 | 9361725.24 |
| 177 | 736413.083 | 9361820.29 |
| 178 | 736416.181 | 9361826.48 |
| 179 | 736523.347 | 9361907.1 |
| 180 | 736659.822 | 9361875.33 |
| 181 | 736745.897 | 9361760.14 |
| 182 | 736791.549 | 9361655.43 |
| 183 | 736848.258 | 9361599.21 |
| 184 | 737019.805 | 9361569.46 |
| 185 | 737152.811 | 9361631.56 |
| 186 | 737271.164 | 9361710.87 |
| 187 | 737393.435 | 9361758.22 |
| 188 | 737565.112 | 9361800.53 |
| 189 | 737723.645 | 9361854.97 |

| PT O | EST E | NORTE |
|------|------------|------------|
| 190 | 737934.081 | 9361961.59 |
| 191 | 738001.346 | 9361985.46 |
| 192 | 738208.804 | 9362065.61 |
| 193 | 738410.713 | 9362123.99 |
| 194 | 738457.067 | 9362122.71 |
| 195 | 738677.979 | 9362135.1 |
| 196 | 738769.971 | 9362119.17 |
| 197 | 738955.379 | 9362076.67 |
| 198 | 739050.644 | 9361990.02 |
| 199 | 739160.976 | 9361927.11 |
| 200 | 739317.488 | 9361834.54 |
| 201 | 739443.492 | 9361891.27 |
| 202 | 739596.315 | 9361960.86 |
| 203 | 739695.322 | 9362063.43 |
| 204 | 739655.33 | 9362180.28 |
| 205 | 739670.396 | 9362461.81 |
| 206 | 739559.331 | 9362629.91 |
| 207 | 739602.607 | 9362744.35 |
| 208 | 739764.11 | 9362854.59 |
| 209 | 739863.842 | 9363004.13 |
| 210 | 739958.635 | 9363142.19 |
| 211 | 739881.149 | 9363281.08 |
| 212 | 739795.692 | 9363358.1 |

| PT O | EST E | NORT E |
|------|------------|------------|
| 213 | 739842.02 | 9363557.39 |
| 214 | 739959.832 | 9363826.6 |
| 215 | 740164.752 | 9364032.31 |
| 216 | 740326.28 | 9364170.92 |
| 217 | 740488.065 | 9364285.79 |
| 218 | 740720.136 | 9364413.35 |
| 219 | 740945.8 | 9364679.06 |
| 220 | 740994.562 | 9365252.26 |
| 221 | 741064.508 | 9365762.99 |
| 222 | 741101.313 | 9366181.72 |
| 223 | 741111.87 | 9366401.06 |
| 224 | 740964.612 | 9366799.41 |
| 225 | 740768.952 | 9367136.6 |
| 226 | 740731.286 | 9367425.67 |
| 227 | 740854.046 | 9367688.97 |
| 228 | 741038.75 | 9367837.62 |
| 229 | 741407.494 | 9367963.36 |
| 230 | 741772.221 | 9368103.91 |
| 231 | 742023.355 | 9368164.71 |

Con estos puntos se puede decir que ya se tiene lo necesario para dibujarlo en el **AUTOCAD**, y calcular su área y perímetro.



FUENTE: Elaboración propia

Los datos físicos y básicos para la geomorfología de la cuenca es la siguiente:

| DESCRIPCCION | ESTE | NORTE | COTA | ÁREA(Km2) | PERÍMETRO(m) |
|--------------|-----------|------------|------|-----------|--------------|
| Phmax | 732358.7 | 9363231.45 | 2461 | 108.3 | 47,607.25 |
| Phmax | 733560.7 | 9370568.45 | 1435 | | |
| Phmin | 743301.87 | 9368688.44 | 713 | | |

Evaluación De La Información Hidrológica

Dado que el país tiene limitaciones en la disponibilidad de datos ya sea hidrométricos como pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, generalmente se utilizan métodos indirectos para la estimación del caudal de diseño.

De acuerdo a la información disponible se elegirá el método más adecuado para obtener estimaciones de la magnitud del caudal, el cual será verificado con las observaciones directas realizadas en el punto de interés, tales como medidas de ***marcas de agua de crecidas importantes y análisis del comportamiento de obras existentes.***

La representatividad, calidad, extensión y consistencia de los datos es primordial para el inicio del estudio hidrológico, por ello, se recomienda contar con ***registros hidrometeorológicos históricos***, que permita a partir de esta información la predicción de eventos futuros con el objetivo que los resultados sean confiables, asimismo dicha información deberá incluir los años en que se han registrado los eventos del fenómeno “El Niño”, sin embargo dado que durante el evento del fenómeno del niño la información no es medida ya que normalmente se estiman valores extraordinarios, esta información debe ser evaluada de tal manera que no se originen sobredimensionamientos en las obras.

Indiscutiblemente, la información hidrológica y/o hidrometeorológica básica para la realización del estudio correspondiente, deberá ser representativa del área en dónde se emplaza el proyecto vial.(REF. Ministerio de

Transportes y Comunicaciones; Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje)

En este informe de ingeniería de investigación, se utilizará la información de la estación más cercana al área del proyecto la misma que será procesada mediante los métodos de la hidrología estadística a fin de obtener los parámetros requeridos para el diseño.

| PRECIPITACIÓN PLUVIAL - PROMEDIO MENSUAL | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------------------|-------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|------|------|-------|------|------|------|-------|---------|
| ESTACION : CP JAEN - SENAMHI | | | | | | | | | | | | | |
| MESES | PRECIPITACIÓN PLUVIAL (m.m) MESES DEL AÑO | | | | | | | | | | | | TO T AL |
| AÑO | ENE. | FEB | MAR. | ABR. | MAY. | JUN. | JUL. | AGOS. | SET. | OCT. | NOV. | DIC. | |
| 1996 | 27.4 | 126.4 | 53.1 | 53.5 | 55.1 | 34.3 | 0.5 | 9.5 | 27.5 | 34.0 | 17.6 | 86.7 | 525.6 |
| 1997 | 36.0 | 76.6 | 44.1 | 78.7 | 67.6 | 46.6 | 35.0 | 30.0 | 6.9 | 48 | 72.4 | 20.9 | 562.7 |
| 1998 | 36.6 | 57.6 | 92.6 | 138.7 | 83.5 | 40.8 | 25.2 | 9.7 | 9.0 | 126 | 73.6 | 2.6 | 696.0 |
| 1999 | 55.8 | 232.4 | 102.9 | 68.4 | 118.8 | 68.5 | 60.3 | 5.9 | 66.0 | 60 | 37.5 | 145.2 | 1,021.3 |
| 2000 | 66.0 | 120.6 | 150.2 | 89.8 | 58.4 | 84.0 | 96.8 | 21.8 | 59.6 | 23 | 13.8 | 65.4 | 849.0 |
| 2001 | 100.2 | 25.9 | 42.5 | 43.4 | 61.7 | 6.6 | 12.8 | 11.9 | 59.2 | 36 | 84.4 | 73.9 | 558.2 |
| 2002 | 34.0 | 101.9 | 40.6 | 105.5 | 111.7 | 15.8 | 75.1 | 2.3 | 23.1 | 135 | 77.2 | 40.2 | 762.1 |
| 2003 | 36.7 | 135.6 | 47.7 | 114.3 | 123.3 | 78.0 | 30.1 | 23.1 | 12 | 85.9 | 44.5 | 64.9 | 796.1 |
| 2004 | 15.3 | 20.7 | 78.8 | 120.8 | 102.7 | 30.1 | 8.4 | 10.9 | 23.5 | 67.8 | 84.7 | 51.8 | 615.5 |
| 2005 | 25.8 | 119.7 | 152.8 | 136.1 | 36.1 | 69.1 | 1.9 | | | | | | 541.5 |

| PRECIPITACIÓN PLUVIAL - NETA EN Cm/h | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------------|-------------------------------------------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|--------|---------|-------------|
| ESTACION : CP JAEN - SENAMHI | | | | | | | | | | | | | | |
| MESES | PRECIPITACION PLUVIAL (m.m) MESES DEL AÑO | | | | | | | | | | | | TO T AL | Pneto en cm |
| AÑO | ENE. | FEB | MAR. | ABR. | MAY. | JUN. | JUL. | AGOS. | SET. | OCT. | NOV. | DIC. | | |
| 1996 | 27.40 | 126.40 | 53.10 | 53.50 | 55.10 | 34.30 | 0.50 | 9.50 | 27.50 | 34.00 | 17.60 | 86.70 | 525.6 | 8.51 |
| 1997 | 36.00 | 76.60 | 44.10 | 78.70 | 67.60 | 46.60 | 35.00 | 30.00 | 6.90 | 47.90 | 72.40 | 20.90 | 562.7 | 4.51 |
| 1998 | 36.60 | 57.60 | 92.60 | 138.70 | 83.50 | 40.80 | 25.20 | 9.70 | 9.00 | 126.10 | 73.60 | 2.60 | 696.0 | 7.08 |
| 1999 | 55.80 | 232.40 | 102.90 | 68.40 | 118.80 | 68.50 | 60.30 | 5.90 | 66.00 | 59.60 | 37.50 | 145.20 | 1,021.3 | 6.63 |
| 2000 | 66.00 | 120.60 | 150.20 | 89.80 | 58.40 | 84.00 | 96.80 | 21.80 | 59.60 | 22.60 | 13.80 | 65.40 | 849.0 | 6.35 |
| 2001 | 100.20 | 25.90 | 42.50 | 43.40 | 61.70 | 6.60 | 12.80 | 11.90 | 59.20 | 35.70 | 84.40 | 73.90 | 558.2 | 5.80 |
| 2002 | 34.00 | 101.90 | 40.60 | 105.50 | 111.70 | 15.80 | 75.10 | 2.30 | 23.10 | 134.70 | 77.20 | 40.20 | 762.1 | 5.13 |
| 2003 | 36.70 | 135.60 | 47.70 | 114.30 | 123.30 | 78.00 | 30.10 | 23.10 | 12.00 | 85.90 | 44.50 | 64.90 | 796.1 | 4.69 |
| 2004 | 15.30 | 20.70 | 78.80 | 120.80 | 102.70 | 30.10 | 8.40 | 10.90 | 23.50 | 67.80 | 84.70 | 51.80 | 615.5 | 4.65 |
| 2005 | 25.80 | 119.70 | 152.80 | 136.10 | 36.10 | 69.10 | 1.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 541.5 | 4.38 |

FUENTE: M.V. ELIZABETH RODAS TELLO - RESP. OFICINA DE INFORMACIÓN - AGRARIA JAÉN.

Selección Del Período De Retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada "T" años, se le denomina Período de Retorno "T". Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

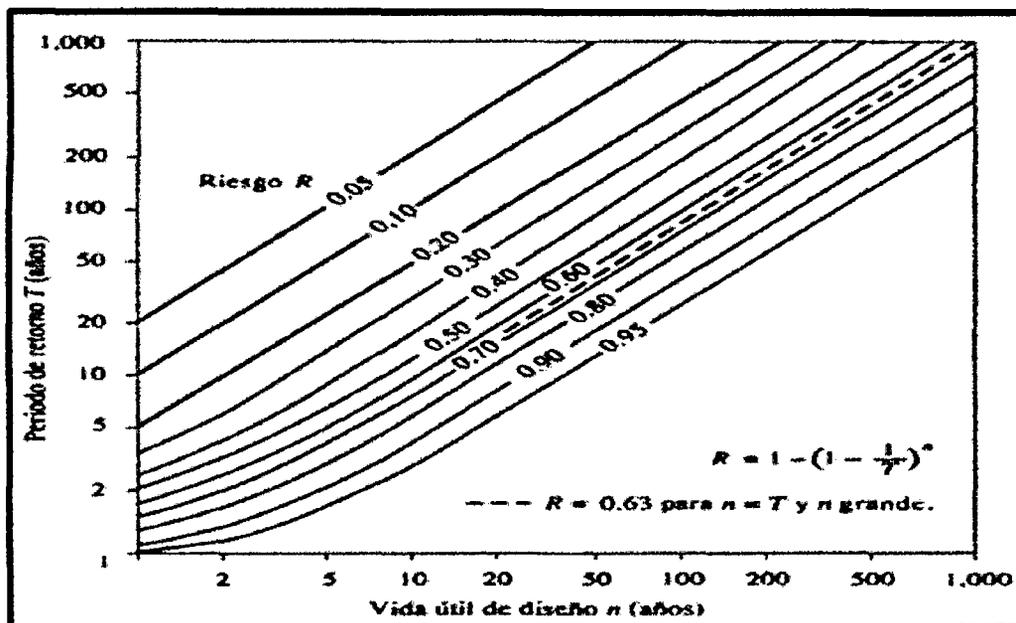
Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T , fijando el riesgo de falla admisible R , el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente.



Fuente: MTC - Hidrología Aplicada (Ven te Chow)

En la Tabla N° 01 se presenta el valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

TABLA N° 01: Valores de Período de Retorno T (Años)

| RIESGO ADMISIBLE | VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años) | | | | | | | | | |
|------------------|---------------------------------|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 5 | 10 | 20 | 25 | 50 | 100 | 200 |
| 0,01 | 100 | 199 | 299 | 498 | 995 | 1990 | 2488 | 4975 | 9950 | 19900 |
| 0,02 | 50 | 99 | 149 | 248 | 495 | 990 | 1238 | 2475 | 4950 | 9900 |
| 0,05 | 20 | 39 | 59 | 98 | 195 | 390 | 488 | 975 | 1950 | 3900 |
| 0,10 | 10 | 19 | 29 | 48 | 95 | 190 | 238 | 475 | 950 | 1899 |
| 0,20 | 5 | 10 | 14 | 23 | 45 | 90 | 113 | 225 | 449 | 897 |
| 0,25 | 4 | 7 | 11 | 18 | 35 | 70 | 87 | 174 | 348 | 695 |
| 0,50 | 2 | 3 | 5 | 8 | 15 | 29 | 37 | 73 | 154 | 289 |
| 0,75 | 1,3 | 2 | 2,7 | 4,1 | 7,7 | 15 | 18 | 37 | 73 | 144 |

| RIESGO ADMISIBLE | VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años) | | | | | | | | | |
|------------------|---------------------------------|------|------|------|-----|----|-----|----|-----|-----|
| | 1 | 2 | 3 | 5 | 10 | 20 | 25 | 50 | 100 | 200 |
| 0,99 | 1 | 1,11 | 1,27 | 1,66 | 2,7 | 5 | 5,9 | 11 | 22 | 44 |

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones; Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje

De acuerdo a los valores presentados en la Tabla N° 02 se recomienda utilizar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:

TABLA N° 02: VALORES RECOMENDADOS DE RIESGO ADMISIBLE DE OBRAS DE DRENAJE

| TIPO DE OBRA | RIESGO ADMISIBLE (**) (%) |
|-----------------------------------------------------------------------|------------------------------|
| Puentes (*) | 22 |
| Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes | 39 |
| Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas | 64 |
| Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal) | 64 |
| Subdrenes | 72 |
| Defensas Ribereñas | 22 |

Fuente: MTC- Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje

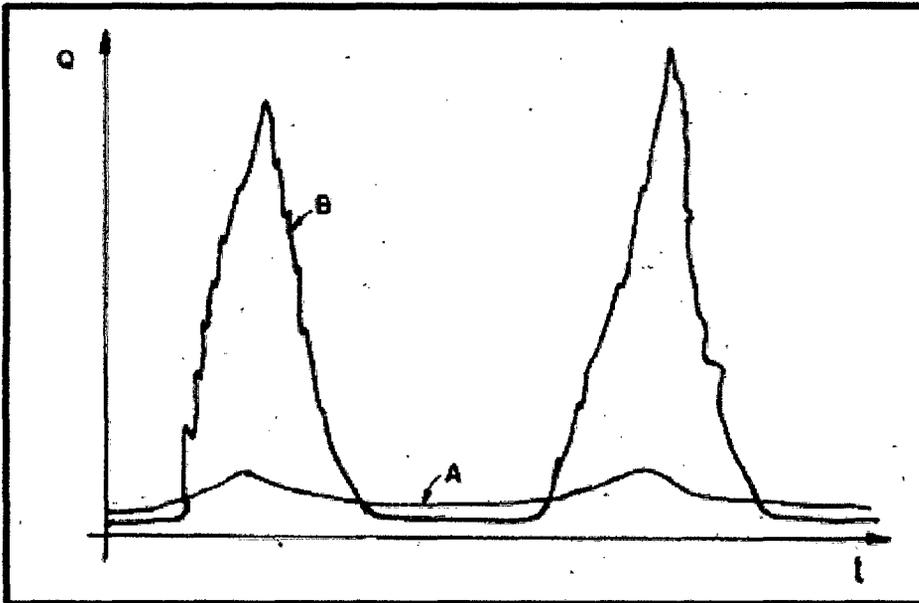
Cálculo De Máximas Avenidas

El caudal de una corriente, en general, está constituido de dos partes. Una de ellas, el flujo base, proviene del agua subterránea y la otra, la escorrentía directa, proviene de las últimas lluvias. No todas las corrientes reciben aporte de agua subterránea, no todas las precipitaciones provocan escorrentía directa. Sólo las precipitaciones importantes, es decir, intensas y prolongadas, producen un aumento significativo en la escorrentía de las corrientes. La contribución de agua subterránea a las corrientes de agua no puede fluctuar rápidamente debido a la baja velocidad del flujo.

Las corrientes en cuenca con suelos permeables, y que reciben gran aporte de agua subterránea, muestran caudales altos sostenidos a lo largo del año, con una relación baja entre caudales de avenidas (crecidas) . y caudales medios. Las corrientes en cuencas con suelos de baja permeabilidad, y que más bien aportan agua a los acuíferos, presentan relaciones altas entre caudales pico y promedio, con caudales muy bajos o nulos entre crecientes. El hidrograma A de la figura siguiente, corresponde a las corrientes del primer tipo, y el hidrograma S a las del segundo tipo.

Nuestros ríos que desembocan en el Pacífico tienen características del tipo **B. (REF. Wendor Chereque Moran - Ingeniero Civil - Profesor principal de la - Pontificia Universidad Católica del Perú)**

CAUDALES MEDIOS Y CAUDALES PICOS



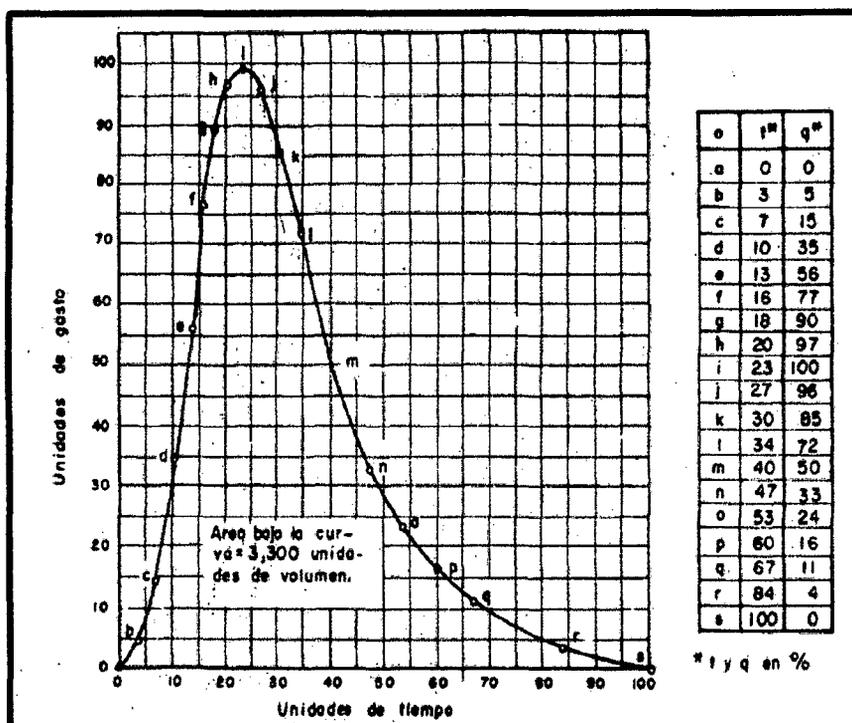
Para el cálculo de los caudales de máximas avenidas existen métodos uno de ellos es el método racional, que es aplicable a cuencas pequeñas de hasta 13Km^2 y los hidrogramas que se aplican a grandes superficies de terreno. En este informe de ingeniería, se determinara el caudal, teniendo en cuenta los hidrogramas adimensionales.

Cálculo De Caudal Con Hidrogramas Adimensionales

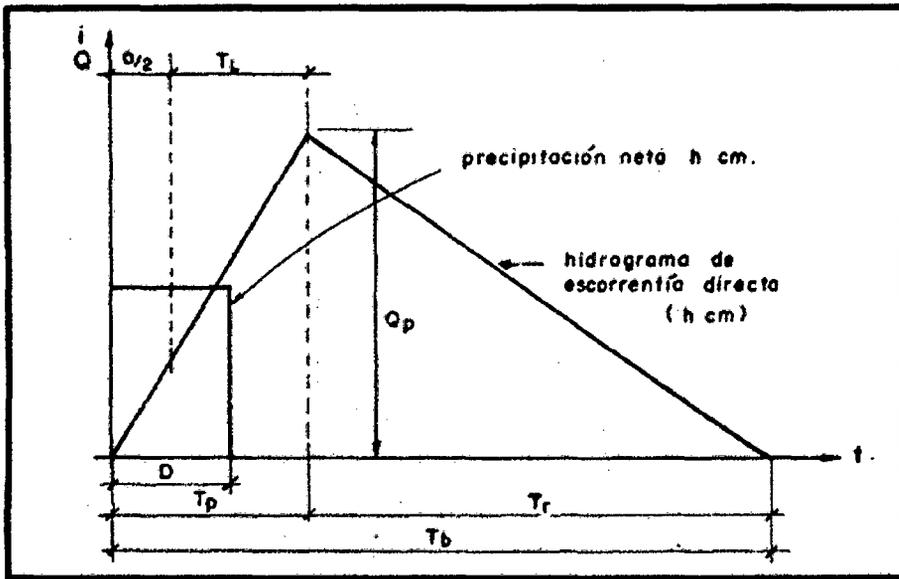
De los estudiado hasta aquí se desprende que para una misma cuenca los hidrogramas de crecidas presentan la misma forma general, y que esta forma general refleja las características hidrológicas de la cuenca. Se desprende que para cuencas hidrológicamente semejantes la forma general de los hidrogramas es más o menos la misma. Así es como se conciben los hidrogramas adimensionales. Estos hidrogramas son por eso válidos para cuencas de una misma región. Sin embargo, el hidrograma adimensional de

la figura siguiente, obtenido como un promedio en los Estados Unidos, puede ser utilizado en cuencas sin mediciones.

HIDROGRAMA ADIMENSIONAL



Es posible representar los hidrogramas de crecidas como triángulos luego transformar este en hidrogramas adimensionales, con la consiguiente simplificación del trabajo. A continuación se describe el procedimiento adoptado por el U.S. Conservation Service



Deducción de la fórmula para el caudal pico en el hidrograma triangular:

h : lluvia neta, en cm

V_0 : volumen de escorrentía directa, en m³

Q_p : caudal pico, en m³ /seg

T_p : tiempo al pico, en horas = $\% + L$

T_r : tiempo después del pico, en horas

T_b : tiempo base del hidrograma

D : período de lluvia neta, en horas

T_L : tiempo de retardo, en horas

T_c : tiempo de concentración, en horas

A : área de la cuenca, en km² •

$$h = \frac{V_0}{10^6 A} \cdot 10^2 = \frac{V_0}{10^4 A}$$

$$Q_p = \frac{10^4 A h}{1,800 (T_p + T_r)} = \frac{5,556 A h}{T_p + T_r}$$

Se puede escribir $T_r = \alpha T_p$ expresión en la cual α es una constante a determinar en cada cuenca.

$$Q_p = \frac{2.08 A h}{T_p}$$

Un valor medio de α , a usar en cuencas no aforadas, es 1.67, de modo que reemplazando:

$$Q_p = \frac{5.556 A h}{(1 + \alpha) T_p}$$

Para el tiempo de retardo se puede usar la relación empírica:

$$T_L = 0.6 T_C$$

$$T_p = \frac{D}{2} + T_L = \frac{D}{2} + 0.6 T_C$$

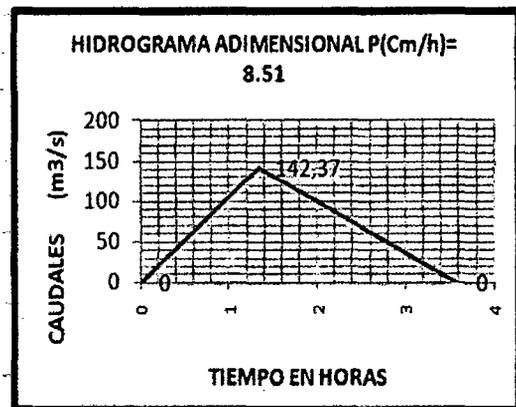
Por lo que la ecuación del caudal pico queda representada así:

$$Q_p = \frac{2.08 A h}{\frac{D}{2} + 0.6 T_C}$$

Teniendo en cuenta que la cuenca en estudio, sobrepasa los 13km², se ha aplicado los hidrogramas adimensionales, para el cálculo del caudal de diseño.

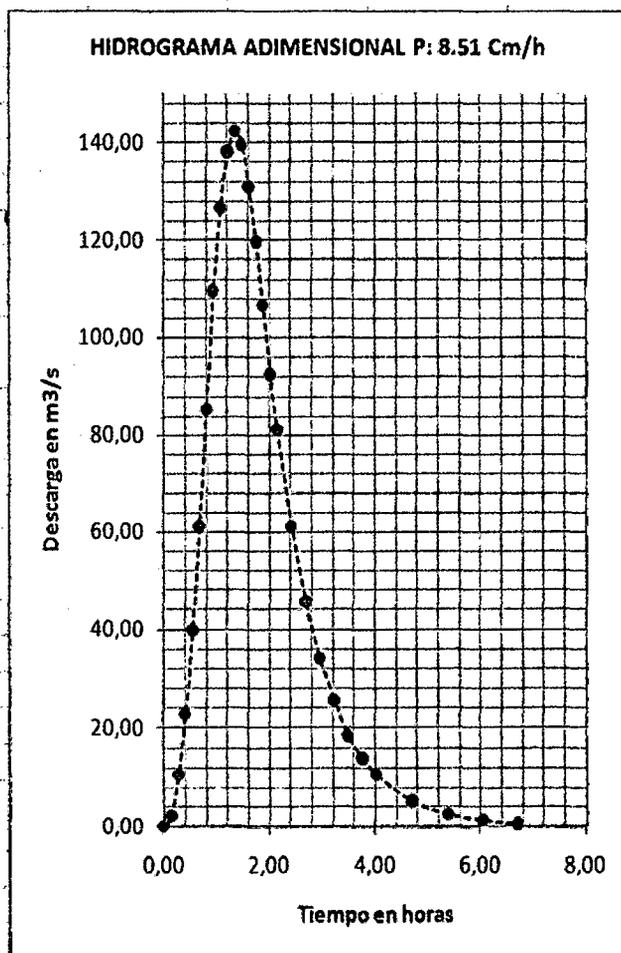
a) Cálculo del Hidrograma adimensional

| A | P(Cm/h) | TC | Tp | Qp |
|-----|---------|------|------|--------|
| 108 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 108 | 8,51 | 1,22 | 1,34 | 142,37 |
| 108 | 8,51 | 1,22 | 1,34 | 142,37 |
| | | 1,22 | 3,59 | 0 |



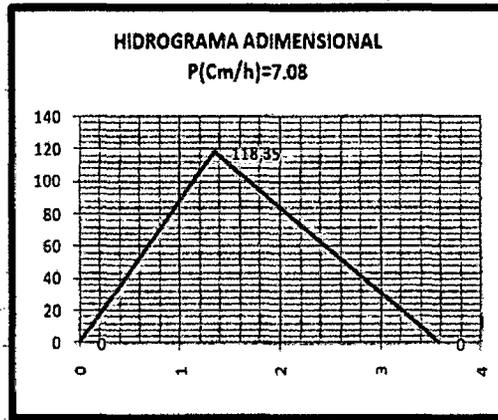
a) Suavización del hidrograma Adimensional

| t / tp | Q / Qp | t | Q |
|--------|--------|------|--------|
| 0 | 0 | 0,00 | 0,00 |
| 0,1 | 0,015 | 0,13 | 2,14 |
| 0,2 | 0,075 | 0,27 | 10,68 |
| 0,3 | 0,16 | 0,40 | 22,78 |
| 0,4 | 0,28 | 0,54 | 39,86 |
| 0,5 | 0,43 | 0,67 | 61,22 |
| 0,6 | 0,6 | 0,81 | 85,42 |
| 0,7 | 0,77 | 0,94 | 109,62 |
| 0,8 | 0,89 | 1,07 | 126,71 |
| 0,9 | 0,97 | 1,21 | 138,09 |
| 1 | 1 | 1,34 | 142,37 |
| 1,1 | 0,98 | 1,48 | 139,52 |
| 1,2 | 0,92 | 1,61 | 130,98 |
| 1,3 | 0,84 | 1,75 | 119,59 |
| 1,4 | 0,75 | 1,88 | 106,77 |
| 1,5 | 0,65 | 2,01 | 92,54 |
| 1,6 | 0,57 | 2,15 | 81,15 |
| 1,8 | 0,43 | 2,42 | 61,22 |
| 2 | 0,32 | 2,69 | 45,56 |
| 2,2 | 0,24 | 2,95 | 34,17 |
| 2,4 | 0,18 | 3,22 | 25,63 |
| 2,6 | 0,13 | 3,49 | 18,51 |
| 2,8 | 0,098 | 3,76 | 13,95 |
| 3 | 0,075 | 4,03 | 10,68 |
| 3,5 | 0,036 | 4,70 | 5,13 |
| 4 | 0,018 | 5,37 | 2,56 |
| 4,5 | 0,009 | 6,04 | 1,28 |
| 5 | 0,004 | 6,71 | 0,57 |



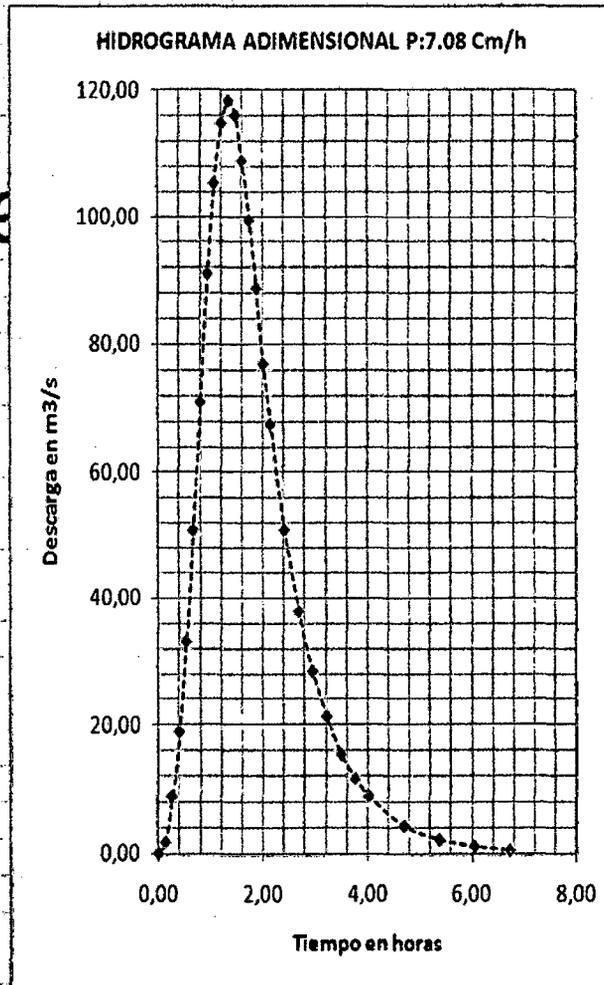
b) Cálculo del Hidrograma adimensional

| A | P(Cm/h) | TC | Tp | Qp |
|-----|---------|------|------|--------|
| 108 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 108 | 7,08 | 1,22 | 1,34 | 118,35 |
| 108 | 7,08 | 1,22 | 1,34 | 118,35 |
| | | 1,22 | 3,59 | 0 |



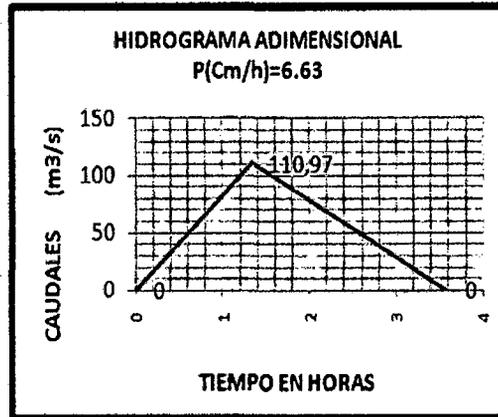
b1) Suavización del hidrograma Adimensional

| t/ tp | Q/Qp | t | Q |
|-------|-------|------|--------|
| 0 | 0 | 0,00 | 0,00 |
| 0,1 | 0,015 | 0,13 | 1,78 |
| 0,2 | 0,075 | 0,27 | 8,88 |
| 0,3 | 0,16 | 0,40 | 18,94 |
| 0,4 | 0,28 | 0,54 | 33,14 |
| 0,5 | 0,43 | 0,67 | 50,89 |
| 0,6 | 0,6 | 0,81 | 71,01 |
| 0,7 | 0,77 | 0,94 | 91,13 |
| 0,8 | 0,89 | 1,07 | 105,33 |
| 0,9 | 0,97 | 1,21 | 114,80 |
| 1 | 1 | 1,34 | 118,35 |
| 1,1 | 0,98 | 1,48 | 115,98 |
| 1,2 | 0,92 | 1,61 | 108,88 |
| 1,3 | 0,84 | 1,75 | 99,41 |
| 1,4 | 0,75 | 1,88 | 88,76 |
| 1,5 | 0,65 | 2,01 | 76,93 |
| 1,6 | 0,57 | 2,15 | 67,46 |
| 1,8 | 0,43 | 2,42 | 50,89 |
| 2 | 0,32 | 2,69 | 37,87 |
| 2,2 | 0,24 | 2,95 | 28,40 |
| 2,4 | 0,18 | 3,22 | 21,30 |
| 2,6 | 0,13 | 3,49 | 15,39 |
| 2,8 | 0,098 | 3,76 | 11,60 |
| 3 | 0,075 | 4,03 | 8,88 |
| 3,5 | 0,036 | 4,70 | 4,26 |
| 4 | 0,018 | 5,37 | 2,13 |
| 4,5 | 0,009 | 6,04 | 1,07 |
| 5 | 0,004 | 6,71 | 0,47 |



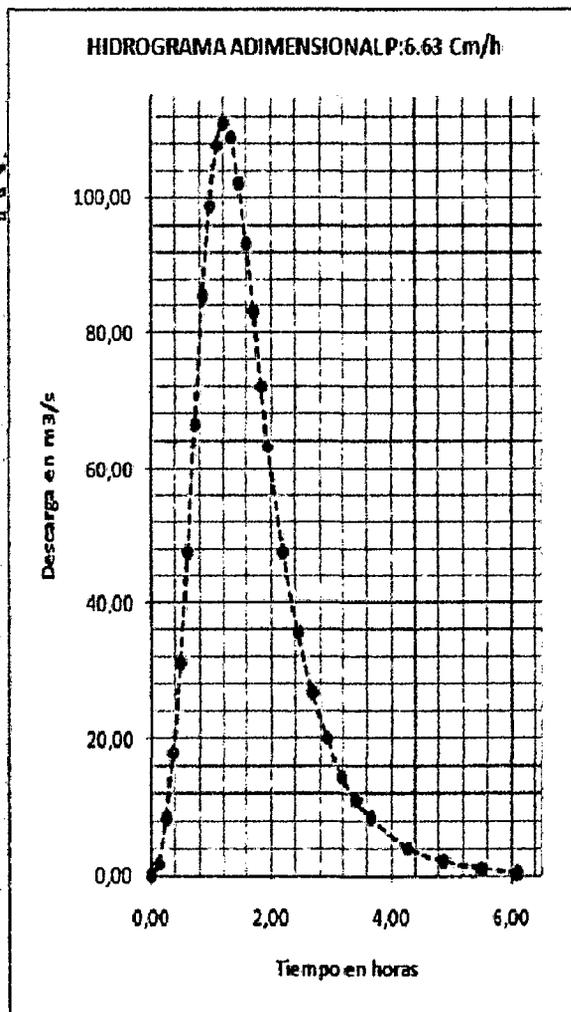
d) Calculo del Hidrograma adimensional

| A | P (Cm/h) | TC | Tp | Qp |
|-----|----------|------|------|--------|
| 108 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 108 | 6,63 | 1,22 | 1,34 | 110,97 |
| 108 | 6,63 | 1,22 | 1,34 | 110,97 |
| | | 1,22 | 3,59 | 0 |



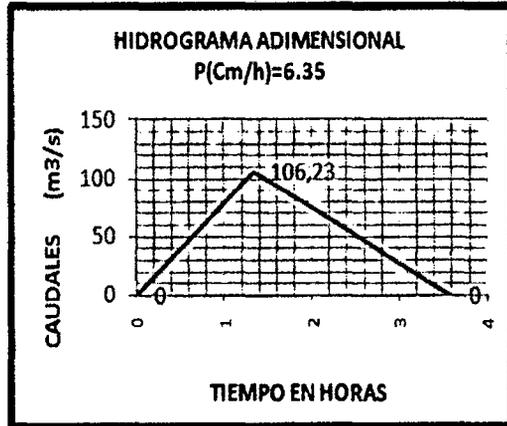
d1) Suavizacion del hidrograma Adimensional

| t/ tp | Q/Qp | t | Q |
|-------|-------|------|--------|
| 0 | 0 | 0,00 | 0,00 |
| 0.1 | 0.015 | 0,12 | 1,66 |
| 0.2 | 0.075 | 0,24 | 8,32 |
| 0.3 | 0.16 | 0,37 | 17,76 |
| 0.4 | 0.28 | 0,49 | 31,07 |
| 0.5 | 0.43 | 0,61 | 47,72 |
| 0.6 | 0.6 | 0,73 | 66,58 |
| 0.7 | 0.77 | 0,86 | 85,45 |
| 0.8 | 0.89 | 0,98 | 98,77 |
| 0.9 | 0.97 | 1,10 | 107,64 |
| 1 | 1 | 1,22 | 110,97 |
| 1.1 | 0.98 | 1,34 | 108,75 |
| 1.2 | 0.92 | 1,47 | 102,10 |
| 1.3 | 0.84 | 1,59 | 93,22 |
| 1.4 | 0.75 | 1,71 | 83,23 |
| 1.5 | 0.65 | 1,83 | 72,13 |
| 1.6 | 0.57 | 1,95 | 63,25 |
| 1.8 | 0.43 | 2,20 | 47,72 |
| 2 | 0.32 | 2,44 | 35,51 |
| 2.2 | 0.24 | 2,69 | 26,63 |
| 2.4 | 0.18 | 2,93 | 19,98 |
| 2.6 | 0.13 | 3,18 | 14,43 |
| 2.8 | 0.098 | 3,42 | 10,88 |
| 3 | 0.075 | 3,66 | 8,32 |
| 3.5 | 0.036 | 4,28 | 4,00 |
| 4 | 0.018 | 4,89 | 2,00 |
| 4.5 | 0.009 | 5,50 | 1,00 |
| 5 | 0.004 | 6,11 | 0,44 |



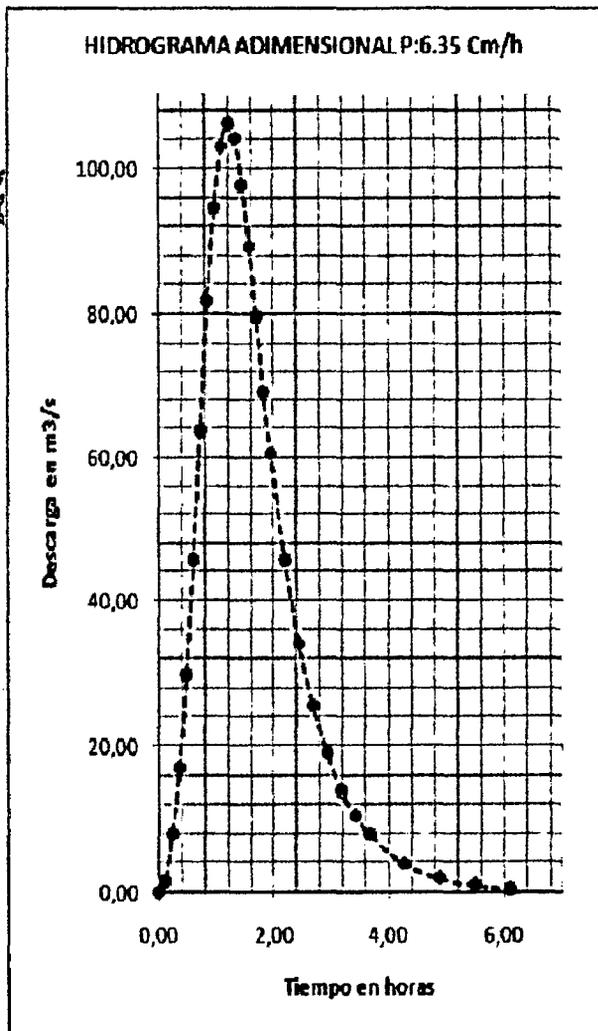
e) Calculo del Hidrograma adimensional

| A | P (Cm/h) | TC | Tp | Qp |
|-----|----------|------|------|--------|
| 108 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 108 | 6,35 | 1,22 | 1,34 | 106,23 |
| 108 | 6,35 | 1,22 | 1,34 | 106,23 |
| | | 1,22 | 3,59 | 0 |



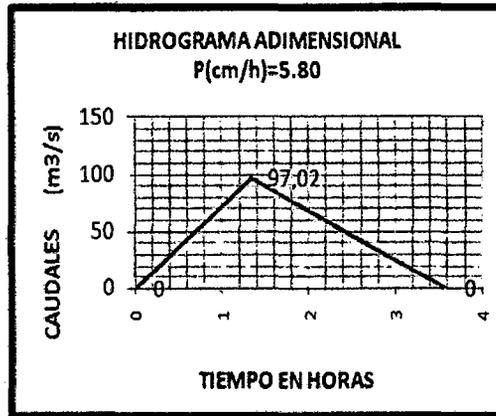
e1) Suavizacion del hidrograma Adimensional

| t / tp | Q / Qp | t | Q |
|--------|--------|------|--------|
| 0 | 0 | 0,00 | 0,00 |
| 0,1 | 0,015 | 0,12 | 1,59 |
| 0,2 | 0,075 | 0,24 | 7,97 |
| 0,3 | 0,16 | 0,37 | 17,00 |
| 0,4 | 0,28 | 0,49 | 29,75 |
| 0,5 | 0,43 | 0,61 | 45,68 |
| 0,6 | 0,6 | 0,73 | 63,74 |
| 0,7 | 0,77 | 0,86 | 81,80 |
| 0,8 | 0,89 | 0,98 | 94,55 |
| 0,9 | 0,97 | 1,10 | 103,05 |
| 1 | 1 | 1,22 | 106,23 |
| 1,1 | 0,98 | 1,34 | 104,11 |
| 1,2 | 0,92 | 1,47 | 97,74 |
| 1,3 | 0,84 | 1,59 | 89,24 |
| 1,4 | 0,75 | 1,71 | 79,68 |
| 1,5 | 0,65 | 1,83 | 69,05 |
| 1,6 | 0,57 | 1,95 | 60,55 |
| 1,8 | 0,43 | 2,20 | 45,68 |
| 2 | 0,32 | 2,44 | 33,99 |
| 2,2 | 0,24 | 2,69 | 25,50 |
| 2,4 | 0,18 | 2,93 | 19,12 |
| 2,6 | 0,13 | 3,18 | 13,81 |
| 2,8 | 0,098 | 3,42 | 10,41 |
| 3 | 0,075 | 3,66 | 7,97 |
| 3,5 | 0,036 | 4,28 | 3,82 |
| 4 | 0,018 | 4,89 | 1,91 |
| 4,5 | 0,009 | 5,50 | 0,96 |
| 5 | 0,004 | 6,11 | 0,42 |



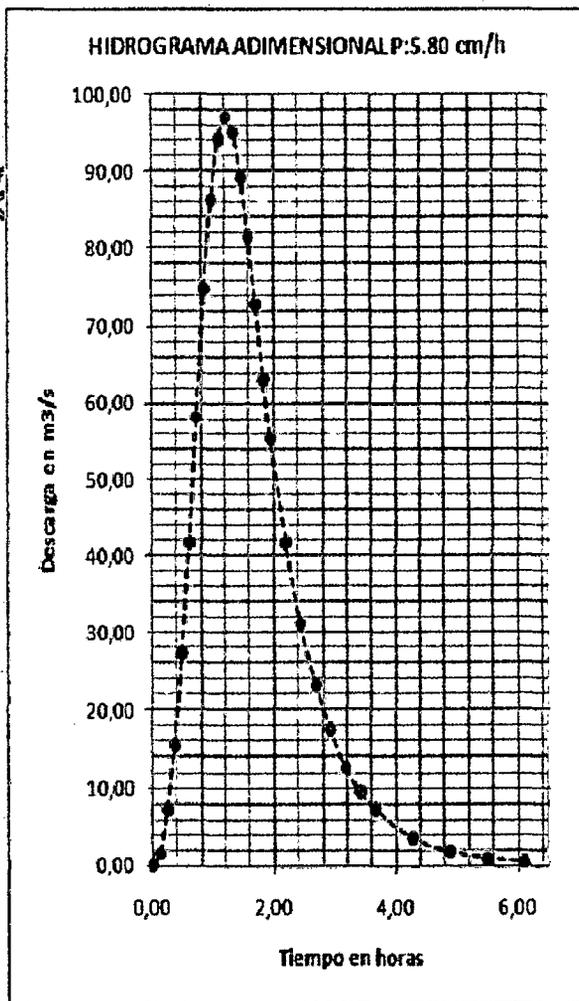
f) Calculo del Hidrograma adimensional

| A | P (Cm/h) | TC | Tp | Qp |
|-----|----------|------|------|-------|
| 108 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 108 | 5,80 | 1,22 | 1,34 | 97,02 |
| 108 | 5,80 | 1,22 | 1,34 | 97,02 |
| | | 1,22 | 3,59 | 0 |



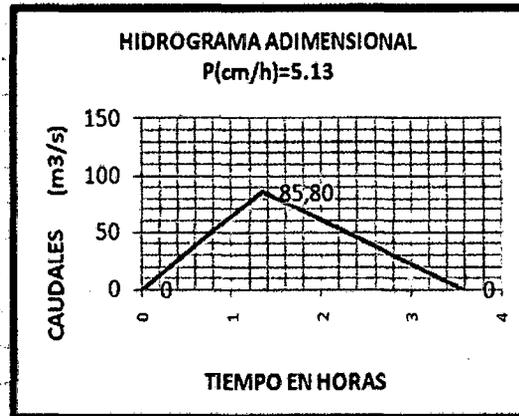
f1) Suavizacion del hidrograma Adimensional

| t/ tp | Q/Qp | t | Q |
|-------|-------|------|-------|
| 0 | 0 | 0,00 | 0,00 |
| 0,1 | 0,015 | 0,12 | 1,46 |
| 0,2 | 0,075 | 0,24 | 7,28 |
| 0,3 | 0,16 | 0,37 | 15,52 |
| 0,4 | 0,28 | 0,49 | 27,17 |
| 0,5 | 0,43 | 0,61 | 41,72 |
| 0,6 | 0,6 | 0,73 | 58,21 |
| 0,7 | 0,77 | 0,86 | 74,71 |
| 0,8 | 0,89 | 0,98 | 86,35 |
| 0,9 | 0,97 | 1,10 | 94,11 |
| 1 | 1 | 1,22 | 97,02 |
| 1,1 | 0,98 | 1,34 | 95,08 |
| 1,2 | 0,92 | 1,47 | 89,26 |
| 1,3 | 0,84 | 1,59 | 81,50 |
| 1,4 | 0,75 | 1,71 | 72,76 |
| 1,5 | 0,65 | 1,83 | 63,06 |
| 1,6 | 0,57 | 1,95 | 55,30 |
| 1,8 | 0,43 | 2,20 | 41,72 |
| 2 | 0,32 | 2,44 | 31,05 |
| 2,2 | 0,24 | 2,69 | 23,28 |
| 2,4 | 0,18 | 2,93 | 17,46 |
| 2,6 | 0,13 | 3,18 | 12,61 |
| 2,8 | 0,098 | 3,42 | 9,51 |
| 3 | 0,075 | 3,66 | 7,28 |
| 3,5 | 0,036 | 4,28 | 3,49 |
| 4 | 0,018 | 4,89 | 1,75 |
| 4,5 | 0,009 | 5,50 | 0,87 |
| 5 | 0,004 | 6,11 | 0,39 |



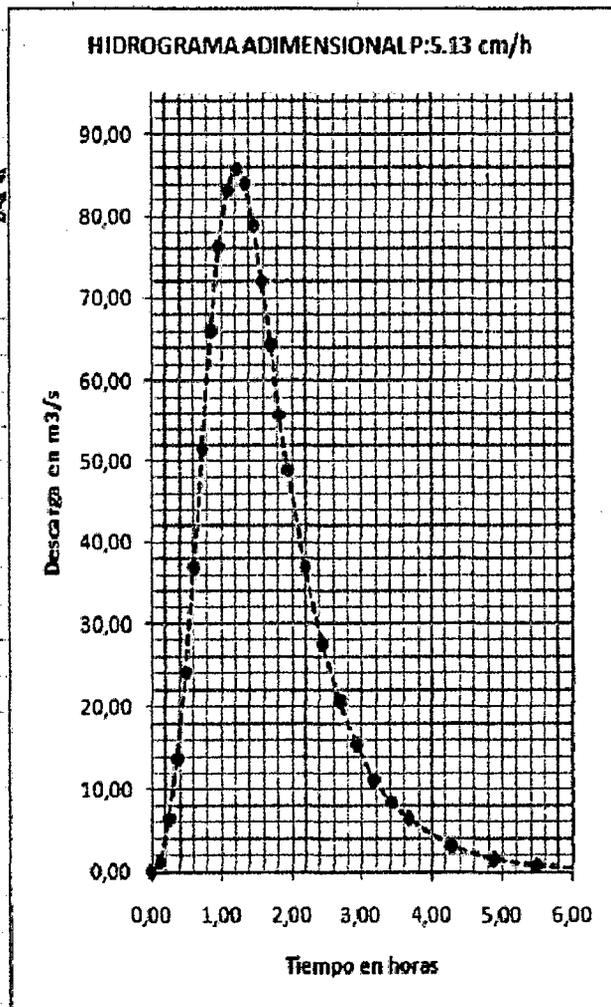
g) Cálculo del Hidrograma adimensional

| A | P (Cm/h) | TC | Tp | Qp |
|-----|----------|------|------|-------|
| 108 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 108 | 5,13 | 1,22 | 1,34 | 85,80 |
| 108 | 5,13 | 1,22 | 1,34 | 85,80 |
| | | 1,22 | 3,59 | 0 |



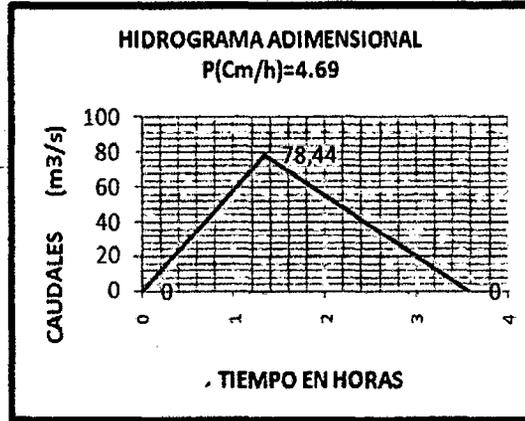
g1) Suavización del hidrograma Adimensional

| t/ tp | Q/ Qp | t | Q |
|-------|-------|------|-------|
| 0 | 0 | 0,00 | 0,00 |
| 0,1 | 0,015 | 0,12 | 1,29 |
| 0,2 | 0,075 | 0,24 | 6,43 |
| 0,3 | 0,16 | 0,37 | 13,73 |
| 0,4 | 0,28 | 0,49 | 24,02 |
| 0,5 | 0,43 | 0,61 | 36,89 |
| 0,6 | 0,6 | 0,73 | 51,48 |
| 0,7 | 0,77 | 0,86 | 66,06 |
| 0,8 | 0,89 | 0,98 | 76,36 |
| 0,9 | 0,97 | 1,10 | 83,22 |
| 1 | 1 | 1,22 | 85,80 |
| 1,1 | 0,98 | 1,34 | 84,08 |
| 1,2 | 0,92 | 1,47 | 78,93 |
| 1,3 | 0,84 | 1,59 | 72,07 |
| 1,4 | 0,75 | 1,71 | 64,35 |
| 1,5 | 0,65 | 1,83 | 55,77 |
| 1,6 | 0,57 | 1,95 | 48,91 |
| 1,8 | 0,43 | 2,20 | 36,89 |
| 2 | 0,32 | 2,44 | 27,46 |
| 2,2 | 0,24 | 2,69 | 20,59 |
| 2,4 | 0,18 | 2,93 | 15,44 |
| 2,6 | 0,13 | 3,18 | 11,15 |
| 2,8 | 0,098 | 3,42 | 8,41 |
| 3 | 0,075 | 3,66 | 6,43 |
| 3,5 | 0,036 | 4,28 | 3,09 |
| 4 | 0,018 | 4,89 | 1,54 |
| 4,5 | 0,009 | 5,50 | 0,77 |
| 5 | 0,004 | 6,11 | 0,34 |



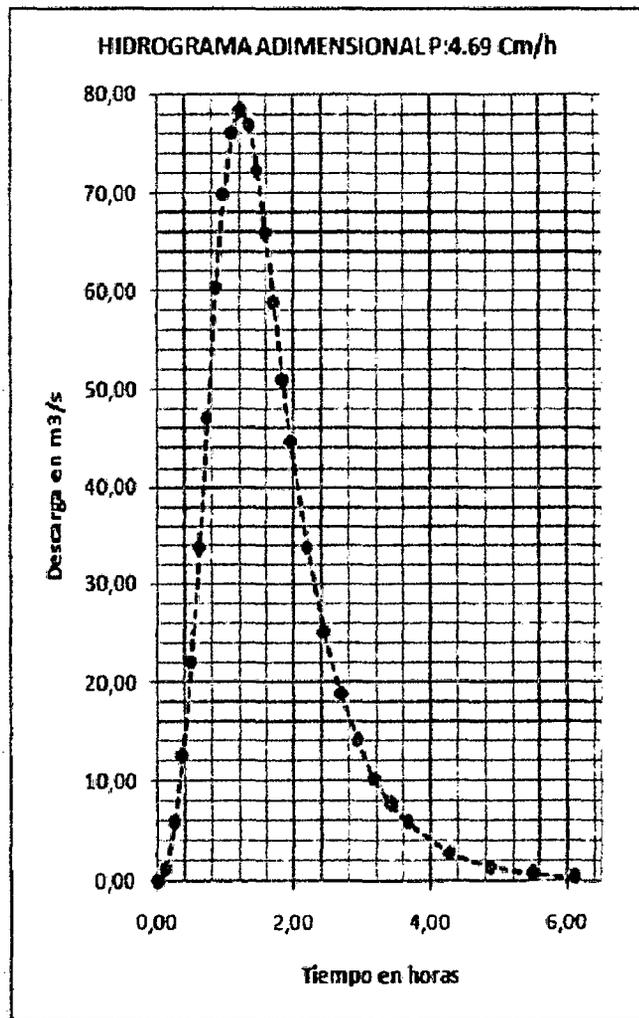
h) Calculo del Hidrograma adimensional

| A | P (Cm/h) | TC | TP | Qp |
|-----|----------|------|------|-------|
| 108 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 108 | 4,69 | 1,22 | 1,34 | 78,44 |
| 108 | 4,69 | 1,22 | 1,34 | 78,44 |
| | | 1,22 | 3,59 | 0 |



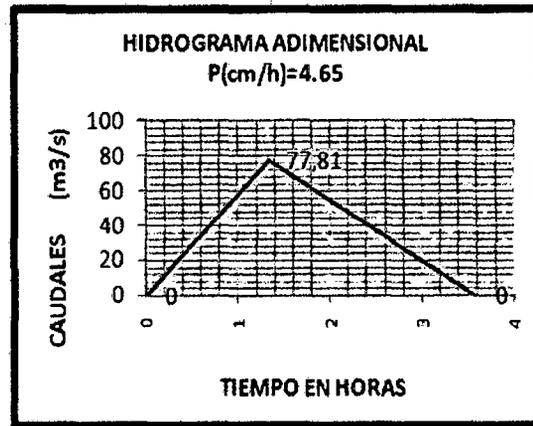
h1) Suavizacion del hidrograma Adimensional

| t/ tp | Q/Qp | t | Q |
|-------|-------|------|-------|
| 0 | 0 | 0,00 | 0,00 |
| 0,1 | 0,015 | 0,12 | 1,18 |
| 0,2 | 0,075 | 0,24 | 5,88 |
| 0,3 | 0,16 | 0,37 | 12,55 |
| 0,4 | 0,28 | 0,49 | 21,96 |
| 0,5 | 0,43 | 0,61 | 33,73 |
| 0,6 | 0,6 | 0,73 | 47,06 |
| 0,7 | 0,77 | 0,86 | 60,40 |
| 0,8 | 0,89 | 0,98 | 69,81 |
| 0,9 | 0,97 | 1,10 | 76,09 |
| 1 | 1 | 1,22 | 78,44 |
| 1,1 | 0,98 | 1,34 | 76,87 |
| 1,2 | 0,92 | 1,47 | 72,16 |
| 1,3 | 0,84 | 1,59 | 65,89 |
| 1,4 | 0,75 | 1,71 | 58,83 |
| 1,5 | 0,65 | 1,83 | 50,98 |
| 1,6 | 0,57 | 1,95 | 44,71 |
| 1,8 | 0,43 | 2,20 | 33,73 |
| 2 | 0,32 | 2,44 | 25,10 |
| 2,2 | 0,24 | 2,69 | 18,83 |
| 2,4 | 0,18 | 2,93 | 14,12 |
| 2,6 | 0,13 | 3,18 | 10,20 |
| 2,8 | 0,098 | 3,42 | 7,69 |
| 3 | 0,075 | 3,66 | 5,88 |
| 3,5 | 0,036 | 4,28 | 2,82 |
| 4 | 0,018 | 4,89 | 1,41 |
| 4,5 | 0,009 | 5,50 | 0,71 |
| 5 | 0,004 | 6,11 | 0,31 |



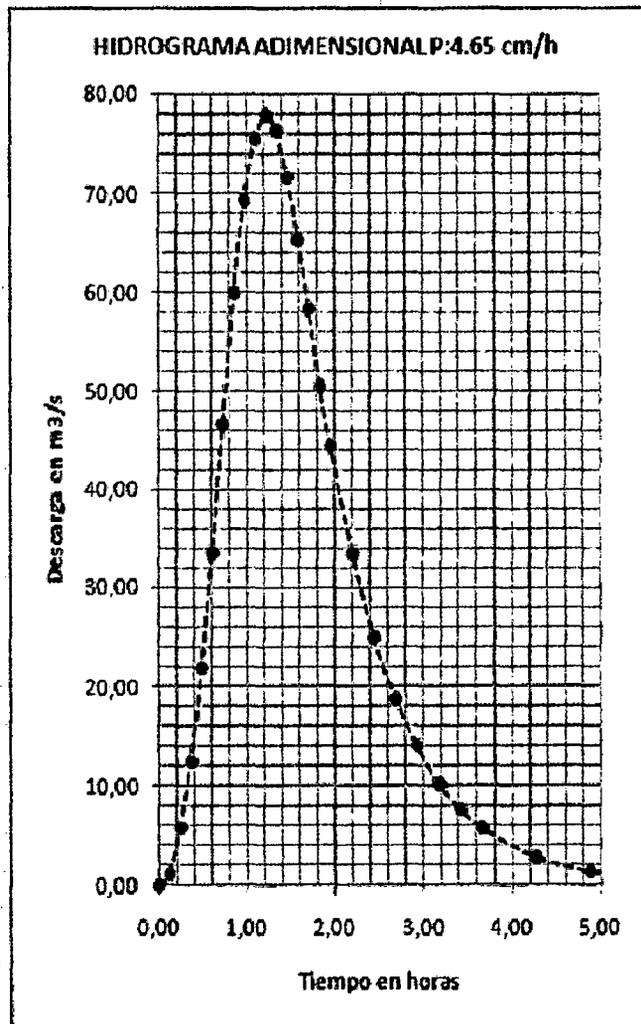
i) Calculo del Hidrograma adimensional

| A | P (Cm/h) | TC | Tp | Qp |
|-----|----------|------|------|-------|
| 108 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 108 | 4,65 | 1,22 | 1,34 | 77,81 |
| 108 | 4,65 | 1,22 | 1,34 | 77,81 |
| | | 1,22 | 3,59 | 0 |



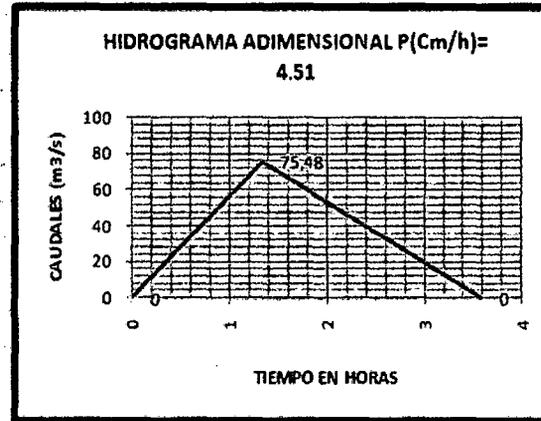
ii) Suavizacion del hidrograma Adimensional

| t / tp | Q / Qp | t | Q |
|--------|--------|------|-------|
| 0 | 0 | 0,00 | 0,00 |
| 0,1 | 0,015 | 0,12 | 1,17 |
| 0,2 | 0,075 | 0,24 | 5,84 |
| 0,3 | 0,16 | 0,37 | 12,45 |
| 0,4 | 0,28 | 0,49 | 21,79 |
| 0,5 | 0,43 | 0,61 | 33,46 |
| 0,6 | 0,6 | 0,73 | 46,69 |
| 0,7 | 0,77 | 0,86 | 59,91 |
| 0,8 | 0,89 | 0,98 | 69,25 |
| 0,9 | 0,97 | 1,10 | 75,48 |
| 1 | 1 | 1,22 | 77,81 |
| 1,1 | 0,98 | 1,34 | 76,25 |
| 1,2 | 0,92 | 1,47 | 71,59 |
| 1,3 | 0,84 | 1,59 | 65,36 |
| 1,4 | 0,75 | 1,71 | 58,36 |
| 1,5 | 0,65 | 1,83 | 50,58 |
| 1,6 | 0,57 | 1,95 | 44,35 |
| 1,8 | 0,43 | 2,20 | 33,46 |
| 2 | 0,32 | 2,44 | 24,90 |
| 2,2 | 0,24 | 2,69 | 18,67 |
| 2,4 | 0,18 | 2,93 | 14,01 |
| 2,6 | 0,13 | 3,18 | 10,12 |
| 2,8 | 0,098 | 3,42 | 7,63 |
| 3 | 0,075 | 3,66 | 5,84 |
| 3,5 | 0,036 | 4,28 | 2,80 |
| 4 | 0,018 | 4,89 | 1,40 |
| 4,5 | 0,009 | 5,50 | 0,70 |
| 5 | 0,004 | 6,11 | 0,31 |



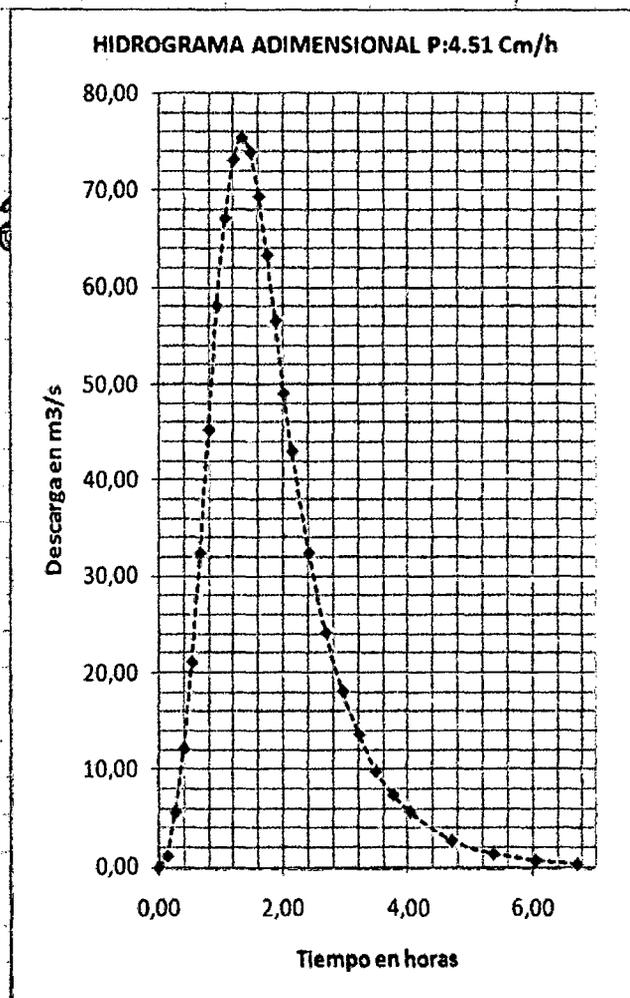
c) Cálculo del Hidrograma adimensional

| A | P(Cm/h) | TC | Tp | Qp |
|-----|---------|------|------|-------|
| 108 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 108 | 4.51 | 1.22 | 1.34 | 75.48 |
| 108 | 4.51 | 1.22 | 1.34 | 75.48 |
| | | 1.22 | 3.59 | 0 |



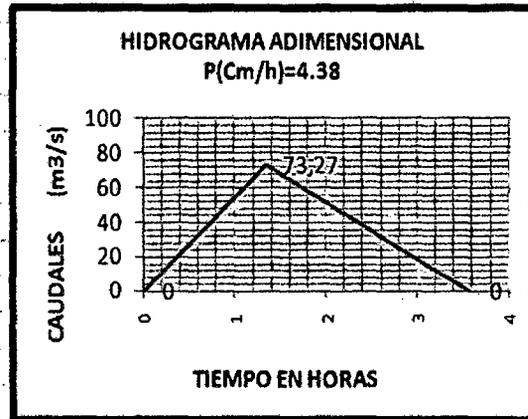
c1) Suavización del hidrograma Adimensional

| t/ tp | Q / Qp | t | Q |
|-------|--------|------|-------|
| 0 | 0 | 0,00 | 0,00 |
| 0,1 | 0,015 | 0,13 | 1,13 |
| 0,2 | 0,075 | 0,27 | 5,66 |
| 0,3 | 0,16 | 0,40 | 12,08 |
| 0,4 | 0,28 | 0,54 | 21,14 |
| 0,5 | 0,43 | 0,67 | 32,46 |
| 0,6 | 0,6 | 0,81 | 45,29 |
| 0,7 | 0,77 | 0,94 | 58,12 |
| 0,8 | 0,89 | 1,07 | 67,18 |
| 0,9 | 0,97 | 1,21 | 73,22 |
| 1 | 1 | 1,34 | 75,48 |
| 1,1 | 0,98 | 1,48 | 73,97 |
| 1,2 | 0,92 | 1,61 | 69,44 |
| 1,3 | 0,84 | 1,75 | 63,41 |
| 1,4 | 0,75 | 1,88 | 56,61 |
| 1,5 | 0,65 | 2,01 | 49,06 |
| 1,6 | 0,57 | 2,15 | 43,03 |
| 1,8 | 0,43 | 2,42 | 32,46 |
| 2 | 0,32 | 2,69 | 24,15 |
| 2,2 | 0,24 | 2,95 | 18,12 |
| 2,4 | 0,18 | 3,22 | 13,59 |
| 2,6 | 0,13 | 3,49 | 9,81 |
| 2,8 | 0,098 | 3,76 | 7,40 |
| 3 | 0,075 | 4,03 | 5,66 |
| 3,5 | 0,036 | 4,70 | 2,72 |
| 4 | 0,018 | 5,37 | 1,36 |
| 4,5 | 0,009 | 6,04 | 0,68 |
| 5 | 0,004 | 6,71 | 0,30 |



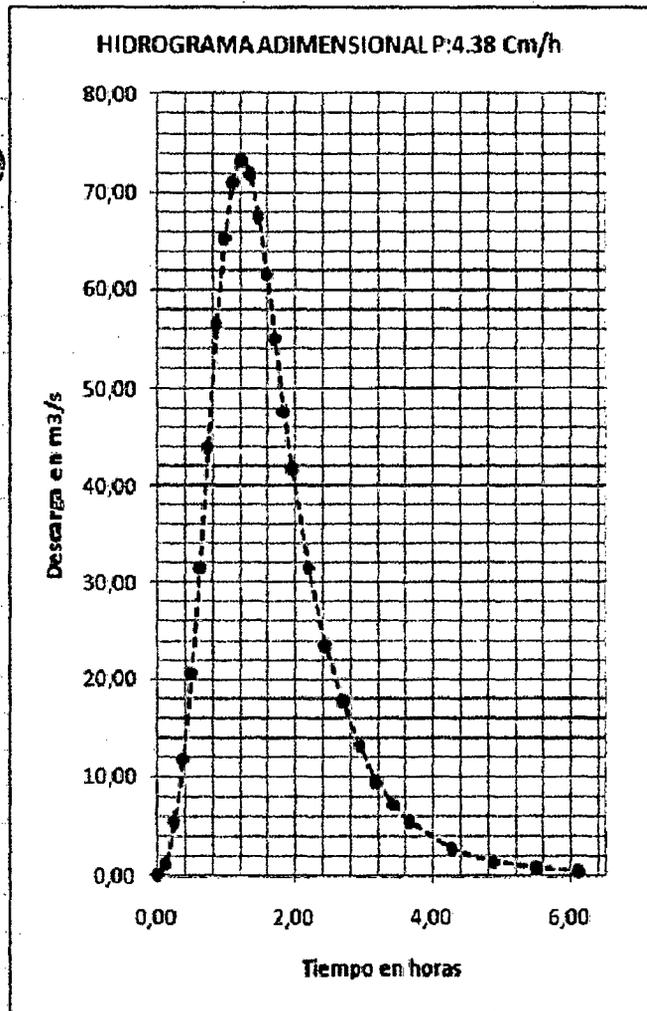
j) Cálculo del Hidrograma adimensional

| A | P (Cm/h) | TC | Tp | Qp |
|-----|----------|------|------|-------|
| 108 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 108 | 4,38 | 1,22 | 1,34 | 73,27 |
| 108 | 4,38 | 1,22 | 1,34 | 73,27 |
| | | 1,22 | 3,59 | 0 |



j1) Suavización del hidrograma Adimensional

| t/ tp | Q/Qp | t | Q |
|-------|-------|------|-------|
| 0 | 0 | 0,00 | 0,00 |
| 0,1 | 0,015 | 0,12 | 1,10 |
| 0,2 | 0,075 | 0,24 | 5,49 |
| 0,3 | 0,16 | 0,37 | 11,72 |
| 0,4 | 0,28 | 0,49 | 20,51 |
| 0,5 | 0,43 | 0,61 | 31,50 |
| 0,6 | 0,6 | 0,73 | 43,96 |
| 0,7 | 0,77 | 0,86 | 56,42 |
| 0,8 | 0,89 | 0,98 | 65,21 |
| 0,9 | 0,97 | 1,10 | 71,07 |
| 1 | 1 | 1,22 | 73,27 |
| 1,1 | 0,98 | 1,34 | 71,80 |
| 1,2 | 0,92 | 1,47 | 67,41 |
| 1,3 | 0,84 | 1,59 | 61,54 |
| 1,4 | 0,75 | 1,71 | 54,95 |
| 1,5 | 0,65 | 1,83 | 47,62 |
| 1,6 | 0,57 | 1,95 | 41,76 |
| 1,8 | 0,43 | 2,20 | 31,50 |
| 2 | 0,32 | 2,44 | 23,45 |
| 2,2 | 0,24 | 2,69 | 17,58 |
| 2,4 | 0,18 | 2,93 | 13,19 |
| 2,6 | 0,13 | 3,18 | 9,52 |
| 2,8 | 0,098 | 3,42 | 7,18 |
| 3 | 0,075 | 3,66 | 5,49 |
| 3,5 | 0,036 | 4,28 | 2,64 |
| 4 | 0,018 | 4,89 | 1,32 |
| 4,5 | 0,009 | 5,50 | 0,66 |
| 5 | 0,004 | 6,11 | 0,29 |



Análisis estadístico de datos hidrológicos

2.4.1 Modelos de distribución

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose utilizar las siguientes funciones:

- a) Distribución Log Normal
- b) Distribución Log Normal 2 parámetros
- c) Distribución Log Normal 3 parámetros
- d) Distribución Gumbel

2.4.2 Distribución Log Normal

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f_x = \frac{1}{S \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \frac{(x-\mu)^2}{S^2}}$$

Donde:

f(x) = función densidad normal de la variable x

X = variable independiente

μ = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x.

$S = \sigma_x^2$ = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x.

σ_x = Varianza.

ANALISIS CON DISTRIBUCIÓN LOG - NORMAL

| ANO | P ORDENADOS | F(x) | f(x) |
|-----|-------------|---------|---------|
| 1 | 142,37 | 0,97795 | 0,00231 |
| 2 | 118,35 | 0,83077 | 0,01109 |
| 3 | 110,97 | 0,73664 | 0,01435 |
| 4 | 106,23 | 0,66446 | 0,01603 |
| 5 | 97,02 | 0,50782 | 0,01753 |
| 6 | 85,80 | 0,31786 | 0,01568 |
| 7 | 78,44 | 0,21265 | 0,01276 |
| 8 | 77,81 | 0,20473 | 0,01248 |
| 9 | 75,48 | 0,17692 | 0,01141 |
| 10 | 73,27 | 0,15277 | 0,01038 |

La probabilidad de no excedencia, se ha calculado para un periodo de retorno de T= 100 Años; (1/100= 0.01) tal como recomienda el manual del MTC.

| | |
|------------------|-------|
| MEDIA | 96,57 |
| DESV.EST. | 22,75 |
| VARIANZA | 4,769 |
| PROB. DE NO .EXD | 0,01 |

| 0,02 | K | 0,03 |
|---------|------|----------|
| | | |
| 0,01017 | 0,01 | 0,009903 |

$$K = 0,024979767$$

$$Z = 2,324979767$$

Aplicando las siguientes formulas del método de la Distribución Log

Normal se tiene:



Reemplazando los datos se obtiene el Caudal en Máxima Avenida:

| | |
|---------|-------------------|
| | 107,66 |
| $x = Q$ | m ³ /s |

2.4.3 Distribución Log Normal 2 Parámetros

La función de densidad de probabilidad es:

$$P x \leq x_i = \frac{1}{S \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-\frac{x-X}{2S^2}} dx$$

Donde X y S son los parámetros de la distribución. Si la variable x se reemplaza por una función $y=f(x)$, tal que $y=\log(x)$, la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log normal, $N(Y, S_y)$. Los valores originales de la variable aleatoria x , deben ser transformados de tal manera que:

| |
|---------------------------------------------|
| $y = \text{Log}(x) \leftrightarrow x = e^y$ |
|---------------------------------------------|

**ANALISIS CON DISTRIBUCIÓN LOG - NORMAL DE 2
PARAMETROS**

| AÑO | P ORDENADOS | y = ln (x) | F(x) | f(x) |
|-----|-------------|------------|--------|--------|
| 1 | 142,37 | 4,9584 | 0,9663 | 0,3330 |
| 2 | 118,35 | 4,7736 | 0,8432 | 1,0669 |
| 3 | 110,97 | 4,7093 | 0,7648 | 1,3662 |
| 4 | 106,23 | 4,6656 | 0,7012 | 1,5422 |
| 5 | 97,02 | 4,5749 | 0,5496 | 1,7590 |
| 6 | 85,80 | 4,4520 | 0,3367 | 1,6221 |
| 7 | 78,44 | 4,3623 | 0,2061 | 1,2666 |
| 8 | 77,81 | 4,3543 | 0,1961 | 1,2293 |
| 9 | 75,48 | 4,3239 | 0,1609 | 1,0853 |
| 10 | 73,27 | 4,2941 | 0,1307 | 0,9435 |

Para este caso la formula de Z , varia un poco y se convierte en :

| | |
|--------------------|--------|
| MEDIA (Uy) | 4,547 |
| DESV.EST. (S) | 0,2250 |
| VARIANZA | 0,4744 |
| PROB. DE NO EXD | 0,01 |

| | | |
|-------------|-------------|-------------|
| 0,02 | K | 0,03 |
| 0,01017 | 0,01 | 0,009903 |

$$K= 0,024979767$$

$$Z= 2,32497977$$

$$Z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y}$$

$$y = z\sigma_y + \mu_y$$

$$y = 5,65$$

Aplicamos el método para hallar el caudal para un periodo de retorno de 100 años.

$$Q = x = e^y = 284,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.4.4 Distribución Log Normal 3 Parámetros

La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0) \sqrt{(2\pi) S_y^2}} e^{-1/2 \left(\frac{\ln(x - x_0) - \mu_y}{S_y} \right)^2}$$

Para $x > x_0$

Donde:

X_0 : parámetro de posición

μ_y : parámetro de escala o media

S_y^2 : parámetro de forma o varianza

El método log Normal 3 Parametros se simplifica al aplicarse el coeficiente

de asimetría "a"

$$\ln \frac{x - a}{y} \dots\dots\dots 01 \quad \longrightarrow \quad Z = \frac{y - \mu_y}{S_y} \dots\dots\dots 02$$

Despejamos la ecuación " 02 " y se obtiene la ecuación "03" siguiente:

$$y = z S_y + \mu_y \dots\dots\dots 03$$

Calculado este valor de "y", reemplazamos en la ecuación siguiente y hallamos la variable aleatoria " x "; que representa el caudal.

$$Q = x = a e^y$$

Aplicación de este método para el cálculo del caudal del río Pakamuros:

ANALISIS CON DISTRIBUCIÓN LOG - NORMAL DE 3 PARAMETROS

| AÑO | ORDENADOS | $y = \ln(x-a)$ | F(x) | f(x) |
|-----|-----------|----------------|--------|--------|
| 1 | 142,37 | 4,6965 | 0,8315 | 1,3737 |
| 2 | 118,35 | 4,7736 | 0,9164 | 0,8393 |
| 3 | 110,97 | 4,7093 | 0,8484 | 1,2817 |
| 4 | 106,23 | 4,6656 | 0,7857 | 1,5922 |
| 5 | 97,02 | 4,5749 | 0,6165 | 2,0845 |
| 6 | 85,80 | 4,4520 | 0,3539 | 2,0302 |
| 7 | 78,44 | 4,3623 | 0,1937 | 1,4989 |
| 8 | 77,81 | 4,3543 | 0,1819 | 1,4418 |
| 9 | 75,48 | 4,3239 | 0,1414 | 1,2232 |
| 10 | 73,27 | 4,2941 | 0,1081 | 1,0136 |

| | |
|-------------|-----------|
| MEDIA | 4,5207 |
| DESV.EST. | 0,1832 |
| a | 32,800000 |
| C.ASIMETRIA | 0,0768489 |

Interpolamos los coeficientes de la tabla

| | | |
|---------|------|----------|
| 0,02 | K | 0,03 |
| 0,01017 | 0,01 | 0,009903 |

$$K = 0,024979767$$

$$Z = 2,02497977$$

$$Z = \frac{y - a}{s}$$



$$y = \ln(x - a)$$

$$y = 5,39$$

Reemplazamos el valor de "y" en la siguiente ecuación

y calculamos el caudal deseado:

$$Q = x - a e^y$$

| | | |
|-------|---|----------|
| $x=Q$ | = | 252 m3/s |
|-------|---|----------|

2.4.5 Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x \leq X) = 1 - e^{-e^{-y}} \frac{1}{Tr}$$

La variable aleatoria reducida Gumbel, se define como:

$$y = -Ln \left(1 - \frac{1}{Tr} \right)$$

Con las ecuaciones complementarias siguientes:

$$y = \frac{x-u}{a} \quad ; \quad u = x - ya$$

| | |
|----------------------------|--------|
| n = número de datos | 10 |
| yn medio = | 0,4952 |
| Sn = | 0,9496 |

$$a = \frac{S_x}{S_n} \dots \text{Relacion que depende de la cantidad de datos ver tabla}$$

| parámetros, según n | |
|----------------------------|-------|
| a = Sx / Sn = | 23,95 |
| u = x-yn*a= | 84,71 |

| Cálculos estadísticos | | |
|-----------------------|-------|--------|
| x medio | 96,57 | 0,495 |
| desv. Est x (Sx) | 22,75 | 22,747 |

$$F(x - X) = 1 - e^{-e^y} \frac{1}{Tr}$$

ANALISIS CON DISTRIBUCIÓN GUMBEL

| AÑO | P ORDENADOS | y = (x - u)/a |
|-----|-------------|---------------|
| 1 | 142,37 | 2,40681 |
| 2 | 118,35 | 1,40416 |
| 3 | 110,97 | 1,09632 |
| 4 | 106,23 | 0,89847 |
| 5 | 97,02 | 0,51382 |
| 6 | 85,80 | 0,04538 |
| 7 | 78,44 | -0,26188 |
| 8 | 77,81 | -0,28807 |
| 9 | 75,48 | -0,38525 |
| 10 | 73,27 | -0,47777 |

| tr | Pex | Pno exc | -e(-y) | y | x= u +a*y |
|-----|------|---------|--------|--------|-----------|
| 100 | 0,01 | 0,99 | 0,0101 | 4,6001 | 194,9057 |

$$Q = 194,91 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.4.6 Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida. A continuación se presenta el cuadro de bondad de ajuste preparado para esta serie de distribución de probabilidades.

| N° | DATOS | Probabilidad de excedencia F(x) | | | | | Diferencia Delta D | | | |
|----|--------|---------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------------------|----------|----------|----------|
| | | Weibull | Normal | LN2 | LN3 | GUMBEL | Normal | LN2 | LN3 | Gumbel |
| 1 | 142,37 | 0,0909 | 0,0221 | 0,0337 | 0,1685 | 0,0862 | 0,0689 | 0,0572 | 0,0776 | 0,0047 |
| 2 | 118,35 | 0,1818 | 0,1692 | 0,1568 | 0,0836 | 0,2177 | 0,0783 | 0,0659 | 0,0073 | 0,1268 |
| 3 | 110,97 | 0,2727 | 0,2634 | 0,2352 | 0,1516 | 0,2840 | 0,1724 | 0,1443 | 0,0606 | 0,1931 |
| 4 | 106,23 | 0,3636 | 0,3355 | 0,2988 | 0,2143 | 0,3345 | 0,2446 | 0,2079 | 0,1234 | 0,2436 |
| 5 | 97,02 | 0,4545 | 0,4922 | 0,4504 | 0,3835 | 0,4502 | 0,4013 | 0,3595 | 0,2926 | 0,3593 |
| 6 | 85,80 | 0,5455 | 0,6821 | 0,6633 | 0,6461 | 0,6154 | 0,5912 | 0,5724 | 0,5552 | 0,5245 |
| 7 | 78,44 | 0,6364 | 0,7874 | 0,7939 | 0,8063 | 0,7273 | 0,6964 | 0,7030 | 0,7154 | 0,6364 |
| 8 | 77,81 | 0,7273 | 0,7953 | 0,8039 | 0,8181 | 0,7365 | 0,7044 | 0,7130 | 0,7272 | 0,6456 |
| 9 | 75,48 | 0,8182 | 0,8231 | 0,8391 | 0,8586 | 0,7701 | 0,7322 | 0,7482 | 0,7677 | 0,6792 |
| 10 | 73,27 | 0,9091 | 0,8472 | 0,8693 | 0,8919 | 0,8006 | 0,7563 | 0,7784 | 0,8010 | 0,7097 |
| | | | | | | | 0,75632 | 0,77839 | 0,80102 | 0,70970 |
| | | | | | | | Aceptada | Aceptada | Aceptada | Aceptada |
| | | | | | | | 0,43007 | | | |

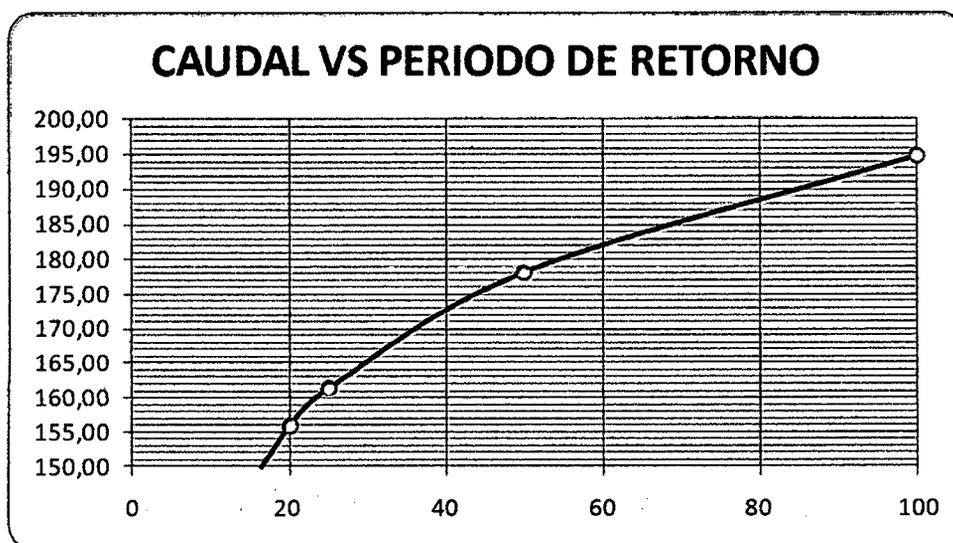
Utilizando la distribución empírica de Weibull, se observa que los cuatro métodos estudiados se ajustan a los datos de la serie de caudales, pero se tiene que elegir entre ellas la más cercana al valor empírico de 0.43007; por lo que se utilizará la distribución probabilística de Gumbel.

Una vez determinado el método a utilizar se procede a calcular los caudales para diferentes tiempos de retorno como se muestra a continuación:

| tr | Pex | Pno exc | -e(-y) | y | x= u +a*y |
|-----|------|---------|--------|--------|-----------|
| 10 | 0,1 | 0,9 | 0,1054 | 2,2504 | 138,6179 |
| 20 | 0,05 | 0,95 | 0,0513 | 2,9702 | 155,8610 |
| 25 | 0,04 | 0,96 | 0,0408 | 3,1985 | 161,3307 |
| 50 | 0,02 | 0,98 | 0,0202 | 3,9019 | 178,1804 |
| 100 | 0,01 | 0,99 | 0,0101 | 4,6001 | 194,9057 |

| Tr (años) | Distrib. |
|-----------|----------|
| | GUMBEL |
| 10 | 138,62 |
| 20 | 155,86 |
| 25 | 161,33 |
| 50 | 178,18 |
| 100 | 194,91 |

Graficamos los datos obtenidos para determinar la curva CAUDAL - PERIODO DE RETORNO



Las Características Para La Aplicación De Este Método Son Las Siguietes.

- Socavación en lecho móvil.
- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal· El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ($L/h < 25$).
- Flujo subcrítico.
- Lecho del cauce arenoso.

Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección $K\theta$ para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo.

Los valores de las profundidades de socavación deben ser incrementados en un 30%. Cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación al estribo.

Si existe lecho plano o lecho con antidunas, las ecuaciones deben aplicarse tal como se exponen a menos que las antidunas ocurran en el estribo, caso para el cual la profundidad de socavación debe incrementarse en un 20%.

NOTA: No existen métodos claros en el cálculo de socavación de estribos, trataremos con supuestos (es decir si alguna característica para la aplicación del método no cumple, de todas formas será aceptada, con el fin de comparar resultados).

$$\frac{d_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h} \right)^{0.4} F_r^{0.33}$$

01

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

02

d_s = profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación [m]

h = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal [m]

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua [m]

Fr = número de Froude en la sección de aguas arriba

V = velocidad media del flujo aguas arriba [m/s]

Kf = coeficiente de corrección por la forma del estribo

$Kf = 1.1$ para estribos con pared inclinada hacia el cauce

$Kf = 2.15$ para estribos con pared vertical

a) Método de Liu, Chang y Skinner

$$\frac{d_s}{h} = K_f \frac{L}{h}^{0.4} Fr^{0.33}$$

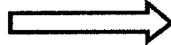


a1) Datos fijos para el calculo

| | | |
|----|-------|---|
| L | 2 m | ↙ |
| h | 2.2 m | ↘ |
| Kf | 2.15 | |

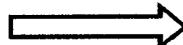
a2) Datos Variables para el calculo
Por Manning

$$V = \frac{1}{n} (Rh)^{\frac{3}{4}} S^{\frac{1}{2}}$$



V = 2.66 m/s

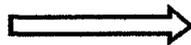
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$



Fr = 0.57

a3) Despejamos la formula General de Liu, Chang y Skinner y determinamos.

$$d_s = K_f \frac{L}{h}^{0.4} Fr^{0.33} h$$



ds = 3.78 m

Se le aplicara un 20% adicional por seguridad, según el método por lo que:

| | |
|----|-------|
| ds | 4.5 m |
|----|-------|

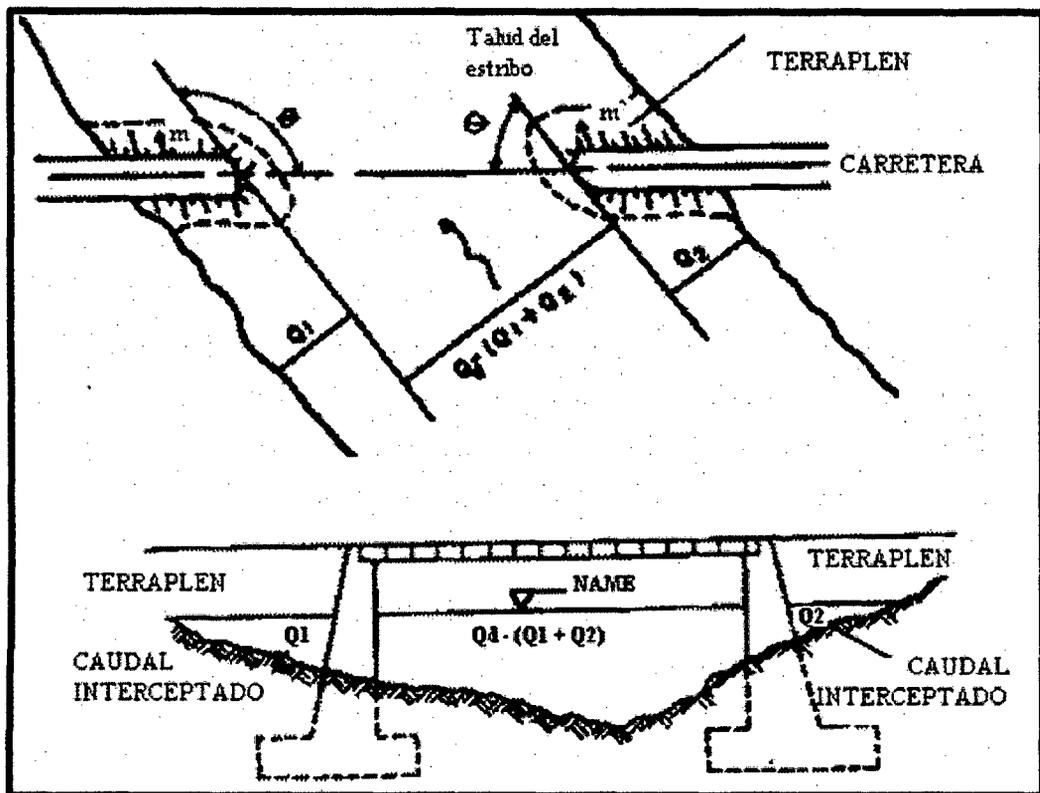
Conclusión 01 : Visto los cálculos y atendiendo en forma detallada el método este deberá cimentarse a una profundidad mínima de 4.5m.

Método de Artamonov

Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación al pie de estribos sino también al pie de espigones.

2.5.2.1 Las Características Para La Aplicación De Este Método Son Las Siguientes.

- Porción del caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q_1 o Q_2 (Ver Figura)
- Talud que tienen los lados del estribo (H:1.0V).
- Ángulo entre el eje longitudinal de la obra y la corriente (θ).



FUENTE: Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1992).

Fórmula general de Artamonov

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h$$

H_T = profundidad del agua al pie del estribo o espigón.

K_θ = coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la corriente. **Tabla I.**

K_Q = coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo

Q_1 o Q_2 y el caudal total Q_d que escurre por la sección transversal. **Tabla II**

K_m = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo.

Tabla III

h = tirante de agua en la zona cercana al espigón o estribo antes de la socavación.

Tabla I. Coeficiente de corrección K_θ . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

| | | | | | |
|------------|------|------|------|------|------|
| θ | 20° | 60° | 90° | 120° | 150° |
| K_θ | 0.84 | 0.94 | 1.00 | 1.07 | 1.19 |

Tabla II. Coeficiente de corrección K_Q . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

| | | | | | | | | |
|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Q_1/Q_d | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 |
| K_Q | 2.00 | 2.65 | 3.22 | 3.45 | 3.67 | 3.87 | 4.06 | 4.20 |

Tabla III. Coeficiente de corrección K_m . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

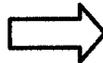
| | | | | | | |
|-----------|------|------|------|------|------|------|
| Talud m | 0.0 | 0.5 | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 3.0 |
| K_m | 1.00 | 0.91 | 0.85 | 0.83 | 0.61 | 0.50 |

La siguiente ecuación se usa cuando el puente no está sesgado con Relación al flujo ($\theta = 90^\circ$) y la pared de los estribos es vertical:

$$H_T = K_Q h$$

a) Método de Artamonov

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h$$

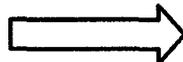


a1) Datos fijos para el cálculo

| | | |
|------------|------------|------|
| K_θ | 90° | 1 |
| K_Q | 0,2 | 2,65 |
| h | 2,2 m | |
| K_m | 0 | 1 |

a2) Reemplazamos en la formula general:

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h$$



$$HT \quad 5,83 \text{ m}$$

$$HT \quad 5,83 \text{ m}$$

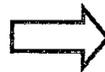
Conclusión 02: Visto los cálculos y atendiendo en forma detallada el método este deberá cimentarse a una profundidad mínima de 5.85m

a) Método de Laursen

a1) Socavacion en lecho móvil.

a2) Datos para el calculo.
 γ 1000 Kg/m³

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{d_s}{h} \left[\left(\frac{d_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$$



| | |
|----|-------|
| L | 0,5 m |
| h | 2,2 m |
| D | 6,35 |
| Sf | 0,002 |

a3) Aplicamos metodos Numericos o por tanteos para calcular " ds "

| | | | |
|----|---------------|------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| ds | $\frac{L}{h}$ | $2.75 \frac{d_s}{h} \left[\left(\frac{d_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$ | Error |
|----|---------------|------------------------------------------------------------------------------------|-------|

| | | | |
|--------|-------|-------|-------|
| 0,73 m | 0,227 | 0,227 | 0,000 |
| 0,73 m | 0,227 | 0,227 | 0,000 |

0,73 m

a4) Socavacion en agua clara

a5) Datos para el calculo.

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{d_s}{h} \frac{\left[\left(\frac{d_s}{11.5h} + 1 \right)^{7/6} - 1 \right]}{\left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.5}}$$

$$\tau_c = 0.003 D^{-0.333} \dots Shields$$

Tc 0,0016

$$\tau = \gamma R h S_f \dots Shields$$

Tc 2,36

a6) Aplicamos metodos Numericos o por tanteos para calcular " ds "

| | | | |
|----|---------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| ds | $\frac{L}{h}$ | $2.75 \frac{d_s}{h} \frac{\left[\left(\frac{d_s}{11.5h} + 1 \right)^{7/6} - 1 \right]}{\left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.5}}$ | Error |
|----|---------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|

| | | | |
|--------|-------|-------|-------|
| 3,64 m | 0,227 | 0,227 | 0,000 |
|--------|-------|-------|-------|

Conclusión 03 : Visto los cálculos y atendiendo en forma detallada el método este deberá cimentarse a una profundidad mínima de 3.64m.

CAPÍTULO III. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Luego de analizar los datos obtenidos con el esclerómetro los resultados son los siguientes:

Puente Pakamuros.

Estribo Izquierdo:

- Al realizar el ensayo de resistencia a compresión del concreto endurecido in situ en el estribo izquierdo, se han realizado 15 rebotes con el esclerómetro de los cuales se han descartado 04 por un exceso en su variación los cuales hubiesen alterado los resultados.
- El promedio obtenido de los 11 restantes alcanza una resistencia de concreto endurecido de 490 kg/cm² lo cual nos indica una resistencia aceptable.

Estribo Derecho:

- Al realizar el ensayo de resistencia a compresión del concreto endurecido in situ en el estribo derecho, se han realizado 13 rebotes con el esclerómetro de los cuales se han descartado 02 por un exceso en su variación los cuales hubiesen alterado los resultados.
- El promedio obtenido de los 11 restantes alcanza una resistencia de concreto endurecido de 455 kg/cm² lo cual nos indica una resistencia aceptable.

EN LA LOSA:

- En la losa de este puente no se ha hecho el ensayo debido a que la superficie de rodadura es de asfalto con un espesor de 2.5" y los resultados

que se obtengan no son representativos ya que según recomendaciones del especialista, encargado de realizar el ensayo de esclerometría, el asfalto por tener propiedades diferentes alterarían los resultados del concreto endurecido.

Puente Mesones Muro.

Estribo Izquierdo:

- Al realizar el ensayo de resistencia a compresión del concreto endurecido in situ en el estribo izquierdo, se han realizado 13 rebotes con el esclerómetro de los cuales se han descartado 02 por un exceso en su variación los cuales hubiesen alterado los resultados.
- El promedio obtenido de los 11 restantes alcanza una resistencia de concreto endurecido de 306 kg/cm² lo cual nos indica una resistencia aceptable.

Estribo Derecho:

- Al realizar el ensayo de resistencia a compresión del concreto endurecido in situ en el estribo derecho, se han realizado 13 rebotes con el esclerómetro de los cuales se han descartado 02 por un exceso en su variación los cuales hubiesen alterado los resultados.
- El promedio obtenido de los 11 restantes alcanza una resistencia de concreto endurecido de 320 kg/cm² lo cual nos indica una resistencia aceptable.

EN LA LOSA:

- Al realizar el ensayo de resistencia a compresión del concreto endurecido in situ en la losa, se han realizado 15 rebotes con el esclerómetro de los cuales se han descartado 04 por un exceso en su variación los cuales hubiesen alterado los resultados.
- El promedio obtenido de los 11 restantes alcanza una resistencia de concreto endurecido de 438 kg/cm² lo cual nos indica una resistencia aceptable.

CAPITULO IV CONCLUSIONES

Para el puente Mesones Muro

- La subestructura está en regulares condiciones de conservación así como también la superestructura.
- La pintura de las barandas de las partes laterales que existen sobre los bordillos se encuentra en mal estado.
- Los bordillos están en mal estado en varios puntos.
- las barandas metálicas se encontraron deterioradas.
- El neopreno de los estribos derecho e izquierdo así como el de la pila está en mal estado de conservación.
- No se encontró evidencia alguna de fisuras en los elementos del puente.
- Se realizó una nivelación para determinar posibles asentamientos en los estribos del puente Mesones Muro, encontrándose que, las distancias verticales desde los puntos nivelados (niveles de referencia), hasta el fondo de losa del puente son despreciables.
- Se realizó los ensayos de esclerometría en estribos y losa del puente en estudio, concluyendo que el concreto todavía ofrece la resistencia requerida (ver tabla en anexos).

Para el puente Pakamuros

- La subestructura está en mal estado de conservación, notándose que existe el desprendimiento de las aletas en los estribos del puente además se aprecia socavación local en el estribo izquierdo.
- La superestructura está regular estado de conservación, notándose que existe fisuras en las vigas longitudinales.
- La pintura de los protectores de concreto de las partes laterales que existen sobre las veredas se encuentra en mal estado.
- Los bordillos están en mal estado en varios puntos.
- En el estribo izquierdo el neopreno está en mal estado de conservación.
- Se realizó una nivelación para determinar posibles asentamientos en los estribos del puente Pakamuros, encontrándose que, las distancias verticales desde los puntos nivelados (niveles de referencia), hasta el fondo de losa del puente no eran las mismas.
- Se realizó los ensayos de esclerometría en estribos y losa del puente en estudio, concluyendo que el concreto todavía ofrece la resistencia requerida (ver tabla en anexos).

CAPITULO V RECOMENDACIONES

Para el puente Mesones Muro

- Demoler y reconstruir los bordillos que están en mal estado en toda su longitud.
- Reemplazar y mejorar la pintura de las barandas metálicas.
- Se recomienda no permitir el tránsito pesado, para evitar la presencia de fisuras, ya que a largo plazo y debido a las cargas repetitivas que producen estados de fatiga en el puente, pueden poner en riesgo el funcionamiento de las estructuras.
- Se recomienda reemplazar el neopreno de los dos estribos y en la pila del puente para una distribución uniforme de las cargas a la subestructura con el fin de alargar la vida útil del puente.
- Se recomienda realizar calzaduras al pie de la pila, para evitar el asentamiento de la pila del puente y en todo caso si se considera una construcción nueva utilizar micro pilotes.

Para el puente Pakamueros

- Se recomienda reemplazar el neopreno del estribo izquierdo para una distribución uniforme de las cargas a la subestructura con el fin de alargar la vida útil del puente.
- Se recomienda no permitir el tránsito pesado, para minimizar la presencia de fisuras, que a largo plazo y debido a las cargas repetitivas que producen estados de fatiga en el puente, pueden poner en riesgo al funcionamiento de las estructuras.

- Se recomienda realizar calzaduras al pie de estribos, para minimizar el asentamiento del puente Pakamuros y en todo caso si se considera una construcción nueva utilizar micro pilotes.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS

- Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes – 1995.
- Terzariol, R., Decanini, L. y Luciano, M. (1987a). "Diseño sísmico de estribos de puentes y muros de contención en base al control del desplazamiento". Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural.
- D. GASPAR TEBAR, Durabilidad del Hormigón, Apuntes del curso Tecnología Avanzada del Hormigón, U. N. La Plata, Argentina, 1985.
- _ CALDERÓN PLASENCIA MARCELO, Estudio de Morteros y Muro de Mampostería, Quito, PUCE Tesis, 1981.
- _ ZABALETA SANTIAGO, Construcción en Hormigón, especificaciones Técnicas y Control de calidad, Editorial Limusa, h (1986).
- Características propias de la Propiedades definitivas del Hormigón, CoopegrafViscigrafic Editorial Grupo del Hormigón (1998), Madrid.
- <http://www.construnario.es/diccionario/index.asp?susc=26059>
- <http://www.construnario.com/buscador.asp?fam=1502>
- http://www.minas.upm.es/relext/RedCytedXIII/webimin/rimin1/jornadas/01ibermac_pdf/08_Calidad/Gaspar.pdf

ANEXOS

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO
(A.S.T.M. C 805-97)

MATERIAL: CONCRETOARMADO
OBRA: INVESTIGACIÓN RESISTENCIA DEL CONCRETO
UBICACIÓN: DISTRITO: JAÉN. PROVINCIA: JAÉN. REGIÓN: CAJAMARCA.
NORMA TÉCNICA: A.S.T.M. C 805 - 97.
SOLICITANTE: UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
RESPONSABLE: Bach. ROGER CASTRO VÁSQUEZ
OPERADOR:
FECHA: 25 DE MARZO 2013

ESTRIBO IZQUIERDO PUENTE PAKAMUROS

| M5C1 | | | |
|---------------------|-----------|------------|-----------|
| UBICACION DE ENSAYO | Nº REBOTE | ACEPTACIÓN | |
| ESTRIBO I | | 48 | VÁLIDO NO |
| | 50 | | VÁLIDO NO |
| | 43 | | VÁLIDO |
| | | 48 | VÁLIDO |
| | 50 | | NO VÁLIDO |
| | | 47 | VÁLIDO |
| | | 46 | VÁLIDO |
| | | 46 | VÁLIDO |
| | | 47 | VÁLIDO |
| | | 48 | VÁLIDO |
| | | 47 | VÁLIDO |
| | | 48 | VÁLIDO |
| | | 48 | VÁLIDO |
| | 45 | | NO VÁLIDO |
| | | 46 | VÁLIDO |

| DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA | |
|-----------------------------------|-----|
| PROMEDIO : | 47 |
| DESVIACIÓN ESTANDAR : | 0.9 |

| DATO DEL ÁBACO | |
|------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|
| DATO DEL Nº REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL GRÁFICO DEL ESCLERÓMETRO | 490 Kg/cm ² |

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO
(A.S.T.M. C 805-97)

MATERIAL : CONCRETOARMADO
OBRA : INVESTIGACIÓN RESISTENCIA DEL CONCRETO
UBICACIÓN : DISTRITO: JAÉN. PROVINCIA: JAÉN. REGIÓN: CAJAMARCA.
NORMA TÉCNICA : A.S.T.M. C 805 - 97.
SOLICITANTE : UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
RESPONSABLE : Bach. ROGER CASTRO VÁSQUEZ
OPERADOR :
FECHA : 25 DE MARZO 2013

ESTRIBO DERECHO PUENTE PAKAMUROS

| M5C1 | | | |
|---------------------|-----------|------------|-----------|
| UBICACIÓN DE ENSAYO | Nº REBOTE | ACEPTACIÓN | |
| ESTRIBO II | 48 | 46 | VÁLIDO |
| | | 45 | VÁLIDO |
| | | 44 | VÁLIDO |
| | | 47 | VÁLIDO |
| | 42 | 48 | NO VÁLIDO |
| | | 46 | VÁLIDO |
| | | 45 | VÁLIDO |
| | | 44 | VÁLIDO |
| | | 44 | VÁLIDO |
| | | 42 | NO VÁLIDO |
| | 44 | VÁLIDO | |
| | 45 | VÁLIDO | |
| | 45 | VÁLIDO | |

| DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA | |
|-----------------------------------|-----|
| PROMEDIO : | 45 |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR : | 1.0 |

DATO DEL ÁBACO

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|
| DATO DEL Nº REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL GRÁFICO DEL ESCLERÓMETRO | 455 Kg/cm² |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805-97)

MATERIAL : CONCRETO ARMADO
OBRA : INVESTIGACIÓN RESISTENCIA DEL CONCRETO
UBICACIÓN : DISTRITO: JAÉN. PROVINCIA: JAÉN. REGIÓN: CAJAMARCA.
NORMA TÉCNICA : A.S.T.M. C 805 - 97.
SOLICITANTE : UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
RESPONSABLE : Bach. ROGER CASTRO VÁSQUEZ
OPERADOR :
FECHA : 25 DE MARZO 2013

ESTRIBO IZQUIERDO PUENTE MESONES MURO

| M4C4 | | | |
|---------------------|-----------|----|------------|
| UBICACIÓN DE ENSAYO | Nº REBOTE | | ACEPTACIÓN |
| ESTRIBO I | 32 | | NO VÁLIDO |
| | | 40 | VÁLIDO |
| | | 39 | VÁLIDO |
| | | 34 | VÁLIDO |
| | | 36 | VÁLIDO |
| | 42 | 36 | VÁLIDO |
| | | | NO VÁLIDO |
| | | 38 | VÁLIDO |
| | | 34 | VÁLIDO |
| | | 39 | VÁLIDO |
| | | 36 | VÁLIDO |
| | | 36 | VÁLIDO |
| | | 38 | VÁLIDO |

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

PROMEDIO : 37

DESVIACIÓN ESTÁNDAR : 2.0

DATO DEL ÁBACO

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|
| DATO DEL Nº REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL GRÁFICO DEL ESCLERÓMETRO | 306 Kg/cm² |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO
(A.S.T.M. C 805-97)

MATERIAL : CONCRETOARMADO
OBRA : INVESTIGACIÓN RESISTENCIA DEL CONCRETO
UBICACIÓN : DISTRITO: JAÉN. PROVINCIA: JAÉN. REGIÓN: CAJAMARCA.
NORMA TÉCNICA : A.S.T.M. C 805 - 97.
SOLICITANTE : UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
RESPONSABLE : Bach. ROGER CASTRO VÁSQUEZ
OPERADOR :
FECHA : 25 DE MARZO 2013

ESTRIBO DERECHO PUENTE MESONES MURO

| M4C4 | | | |
|---------------------|-----------|----|------------|
| UBICACIÓN DE ENSAYO | Nº REBOTE | | ACEPTACIÓN |
| ESTRIBO II | 41 | 39 | NO VÁLIDO |
| | | 38 | VÁLIDO |
| | | 38 | VÁLIDO |
| | | 37 | VÁLIDO |
| | | 36 | VÁLIDO |
| | | 39 | VÁLIDO |
| | 34 | 38 | NO VÁLIDO |
| | | 37 | VÁLIDO |
| | | 39 | VÁLIDO |
| | | 38 | VÁLIDO |
| | | 37 | VÁLIDO |

| DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA | |
|-----------------------------------|-----|
| PROMEDIO : | 38 |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR : | 1.0 |

DATO DEL ÁBACO

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|
| DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL GRÁFICO DEL ESCLERÓMETRO | 320 Kg/cm² |
|------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|

**MÉTODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO
(A.S.T.M. C 805-97)**

MATERIAL : CONCRETOARMADO
OBRA : INVESTIGACIÓN RESISTENCIA DEL CONCRETO
UBICACIÓN : DISTRITO: JAÉN. PROVINCIA: JAÉN. REGIÓN: CAJAMARCA.
NORMA TÉCNICA : A.S.T.M. C 805 - 97.
SOLICITANTE : UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
RESPONSABLE : Bach. ROGER CASTRO VÁSQUEZ
OPERADOR :
FECHA : 25 DE MARZO 2013

LOSA PUENTE MESONES MURO

| M7C1 | | | |
|---------------------|-----------|------------|-----------|
| UBICACIÓN DE ENSAYO | Nº REBOTE | ACEPTACIÓN | |
| LOSA | | 40 | VÁLIDO |
| | | 41 | VÁLIDO |
| | | 42 | VÁLIDO |
| | | 40 | VÁLIDO |
| | 44 | | NO VÁLIDO |
| | | 42 | VÁLIDO |
| | | 41 | VÁLIDO |
| | 44 | | NO VÁLIDO |
| | | 42 | VÁLIDO |
| | | 41 | VÁLIDO |
| | 38 | | NO VÁLIDO |
| | | 42 | VÁLIDO |
| | | 40 | VÁLIDO |
| | | 39 | VÁLIDO |
| | 41 | VÁLIDO | |

| DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA | |
|-----------------------------------|-----|
| PROMEDIO : | 41 |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR : | 1.0 |

DATO DEL ÁBACO

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|
| DATO DEL Nº REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL GRÁFICO DEL ESCLERÓMETRO | 438 Kg/cm² |
|------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|

INVENTARIO DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE **PAKAMUROS**

ELABORADO POR: BACH. ROGER CASTRO VÁSQUEZ.

1. UBICACIÓN:

1.1 SECTOR : Morro Solar

1.2 DISTRITO : Jaén

1.3 PROVINCIA : Jaén

1.4 REGIÓN : Cajamarca

1.5 COORDENADAS UTM:

ESTE : 743307.85
NORTE : 9368689.73

DATUM: WGS84
ZONA: 16

2. DATOS GENERALES:

2.1. TIPO DE OBSTÁCULO: ?

2.2. TIPO DE SERVICIO. ?

Este puente fue construido para soportar tránsito pesado.

2.3. TRANSITO PROMEDIO DIARIO:

El tránsito promedio diario determinado se muestra en los cuadros, en las últimas páginas de este inventario

2.4. VEHÍCULO DE DISEÑO:

Dado que el puente se ha construido aproximadamente hace ya 40 años, y no existen planos en ninguna entidad, asumimos con criterio que el vehículo de diseño es el HS-20 (32727.00 Kg) Según norma AASHTO.

2.5. AÑO DE CONSTRUCCIÓN:

Aproximadamente en el año 1975.

2.6. ZONA DE AMENAZA SÍSMICA:

Nuestra región presenta un alto riesgo sísmico, según el RNE; este se encuentra en la zona N° 03, del mapa de riesgo sísmico.

3. **DATOS GEOMÉTRICOS:**

3.1. NUMERO DE CARRILES:

El puente en estudio ha sido diseñado para 02 carriles.

3.2. ANCHO DE CALZADA:

El puente presenta un ancho de calzada de 7.20m.

3.3. ANCHO DE CARRIL:

El puente presenta 3.60m, de ancho de carril.

3.4. ANCHO DE BORDILLOS:

El ancho de los bordillos es de 0.2m.

3.5. LUZ DEL PUENTE:

El puente tiene 25m, de longitud.

3.6. MATERIALES DE LOS ELEMENTOS:

Los elementos constitutivos, del puente como las vigas, estribos, losas, aletas, se han diseñado con un concreto cuya resistencia de 280Kg/Cm².

4. SUBESTRUCTURA:

4.1 ALTURA DE LOS ESTRIBOS:

La altura de los estribos tiene aproximadamente 5.30m, medidos en la actualidad considerando 2.5m de altura de socavación.

4.2 NIVELES DE AGUA.

Medidos inicialmente este presentaba una altura de agua o tirante de 0.50m aproximadamente, en condiciones de lluvia o avenidas llega hasta 0.30m por debajo de la viga longitudinal.

4.3 ALETAS:

Las aletas tienen 4m de longitud, medidos en situ.

4.4 PILAS:

No existen pilas, en el interior de la luz del puente.

5. SUPERESTRUCTURA:

5.1 BARANDAS:

Las barandas son de concreto armado en ambos costados del puente, de acuerdo a los modelos típicos de diseño del ASSHTO.

5.2 ACCESOS:

Los accesos al puente son por la avenida pakamuros.

5.3 LOSA:

La losa tiene un espesor de 0.20m, de concreto armado cuya capa de rodadura es de asfalto con un espesor de 2.5".

6. SEGURIDAD VIAL Y RUTAS ALTERNAS:

6.1 PRESENCIA DE SEÑALES DE TRANSITO:

El puente presenta señales preventivas y señales informativas, como la demarcación sobre la losa del puente y la información sobre la longitud, carga, y nombre del puente respectivamente.

6.2 DEFENSAS METÁLICAS:

No presenta defensas metálicas como las guardavías, solo presenta barandas de concreto.

6.3 RUTAS ALTERNAS:

No existen rutas alternas.

FORMATO RESUMEN DEL DÍA - CLASIFICACIÓN VEHICULAR
ESTUDIO DE TRÁFICO
PUENTE PAKAMUROS - JAÉN

| CONTEO | SENTIDO | AUTO | STATIONWAGON | CAMIONETAS | | | MICRO | BUS | | CAMIÓN | | | SEMI TRAYLER | | | | TRAYLER | |
|-------------------------|--------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| | | | | PICK UP | PANEL | RURAL Combi | | 2 E | >=3 E | 2 E | 3 E | 4 E | 2S1/2S2 | 2S3 | 3S1/3S2 | >= 3S3 | 2T2 | 2T3 |
| DIA DE CONTEO | NORTE Y SUR |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| LUNES 02/04/2014 | NORTE SUR | 57 62 | 61 59 | 42 43 | 12 14 | 18 19 | 15 17 | 16 13 | 8 10 | 25 28 | 23 21 | 12 10 | 8 8 | 6 5 | 5 4 | 2 0 | 2 1 | 1 1 |
| MARTES 03/04/2014 | NORTE SUR | 60 62 | 58 63 | 38 41 | 15 13 | 21 19 | 13 18 | 15 15 | 10 9 | 29 27 | 22 22 | 9 11 | 7 9 | 7 5 | 4 3 | 1 3 | 0 1 | 0 0 |
| MIERCOLES 04/04/2014 | NORTE SUR | 65 58 | 62 61 | 36 39 | 14 11 | 17 23 | 16 14 | 14 16 | 9 11 | 28 31 | 20 22 | 11 8 | 9 8 | 6 6 | 4 2 | 2 2 | 1 3 | 0 2 |
| JUEVES 06/04/2014 | NORTE SUR | 65 62 | 60 62 | 38 37 | 13 10 | 22 18 | 15 18 | 17 14 | 9 9 | 30 33 | 21 23 | 10 9 | 8 10 | 4 6 | 3 4 | 1 2 | 1 2 | 2 1 |
| VIERNES 07/04/2014 | NORTE SUR | 60 64 | 56 59 | 36 37 | 11 12 | 19 21 | 17 14 | 14 13 | 9 10 | 32 29 | 19 18 | 7 12 | 9 6 | 6 3 | 4 4 | 1 0 | 0 2 | 1 3 |
| SABADO 08/04/2014 | NORTE SUR | 61 59 | 61 64 | 38 35 | 12 12 | 18 17 | 13 19 | 13 16 | 10 8 | 29 31 | 17 21 | 12 9 | 7 9 | 5 4 | 4 5 | 0 3 | 3 0 | 2 2 |
| DOMINGO 08/04/2014 | NORTE SUR | 74 72 | 63 67 | 47 42 | 13 15 | 17 19 | 13 15 | 13 15 | 9 11 | 31 31 | 18 20 | 8 7 | 8 7 | 4 6 | 3 3 | 2 1 | 2 2 | 1 2 |
| PARCIAL: | | 63 | 61 | 39 | 13 | 19 | 16 | 15 | 9 | 30 | 21 | 10 | 8 | 5 | 4 | 2 | 2 | 1 |

*OTOP
mototaxi*

INVENTARIO DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE MESONES MURO

ELABORADO POR: BACH. ROGER CASTRO VÁSQUEZ.

7. UBICACIÓN:

7.1 SECTOR : Morro Solar

7.2 DISTRITO : Jaén

7.3 PROVINCIA : Cajamarca

7.4 REGIÓN : *Cajamarca*

7.5 COORDENADAS UTM:

ESTE : 743307.85

NORTE: 9368689.73

DATUM: WGS84

ZONA: 16

8. DATOS GENERALES:

2.7. TIPO DE OBSTÁCULO: *? no existe.*

2.8. TIPO DE SERVICIO. *?*

Este puente fue construido para soportar tránsito liviano.

2.9. TRANSITO PROMEDIO DIARIO:

El transito promedio diario determinado se muestra en los cuadros, en las últimas páginas de este inventario.

2.10. VEHÍCULO DE DISEÑO:

Dado que el puente se ha construido aproximadamente hace ya 22 años, y no existen planos en ninguna entidad, asumimos con criterio que el vehículo de diseño es el HS-20 (32727.00 Kg) Según norma AASHTO.

2.11. AÑO DE CONSTRUCCIÓN:

Aproximadamente en el año 1992.

2.12. ZONA DE AMENAZA SÍSMICA:

Nuestra región presenta un alto riesgo sísmico, según el RNE; este se encuentra en la zona N° 03, del mapa de riesgo sísmico.

9. DATOS GEOMÉTRICOS:

3.7. NUMERO DE CARRILES:

El puente en estudio ha sido diseñado para 02 carriles.

3.8. ANCHO DE CALZADA:

El puente presenta un ancho de calzada de 8.00m.

3.9. ANCHO DE CARRIL:

El puente presenta 4.00m, de ancho de carril.

3.10. ANCHO DE BORDILLOS:

El ancho de los bordillos es de 0.25m.

3.11. LUZ DEL PUENTE:

El puente tiene 23m, de longitud.

3.12. MATERIALES DE LOS ELEMENTOS:

Los elementos constitutivos, del puente como las vigas, estribos, losas, aletas, se han diseñado con un concreto cuya resistencia de 280Kg/Cm².

10. SUBESTRUCTURA:

10.1 ALTURA DE LOS ESTRIBOS:

La altura de los estribos tiene aproximadamente 6.00m, medidos en la actualidad considerando 2.5m de altura de socavación.

10.2 NIVELES DE AGUA.

Medidos inicialmente este presentaba una altura de agua o tirante de 0.50m aproximadamente, en condiciones de lluvia o avenidas llega hasta 0.30m por debajo de la viga longitudinal.

10.3 ALETAS:

Las aletas tienen 3.5m de longitud, medidos en situ.

10.4 PILAS:

No existen pilas, en el interior de la luz del puente.

11. SUPERESTRUCTURA:

11.1 BARANDAS:

Las barandas son de metal en ambos costados del puente, de acuerdo a los modelos típicos de diseño del ASSHTO.

11.2 ACCESOS:

Los accesos al puente son por la avenida Mesones Muro.

11.3 LOSA:

La losa tiene un espesor de 0.25m, de concreto armado.

12. SEGURIDAD VIAL Y RUTAS ALTERNAS:

12.1 PRESENCIA DE SEÑALES DE TRANSITO:

El puente no presenta señales preventivas y señales informativas.

DEFENSAS METÁLICAS:

No presenta defensas metálicas como las guardavías, solo presenta barandas de metal.

12.2 RUTAS ALTERNAS: No existen rutas alternas.

**FORMATO RESUMEN DEL DÍA – CLASIFICACIÓN VEHICULAR
ESTUDIO DE TRÁFICO
PUENTE MESONES MURO - JAÉN**

| CONTEO | SENTIDO | AUTO | STATIONWAGON | CAMIONETAS | | | MICRO |
|-------------------------|--------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| | | | | PICK UP | PANEL | RURAL Combi | |
| DIA DE CONTEO | NORTE Y SUR |  |  |  |  |  |  |
| LUNES 02/04/2014 | NORTE *SUR | 45 0 | 39 0 | 36 0 | 9 0 | 7 0 | 5 0 |
| MARTES 03/04/2014 | NORTE *SUR | 47 0 | 41 0 | 38 0 | 11 0 | 5 0 | 7 0 |
| MIERCOLES 04/04/2014 | NORTE *SUR | 42 0 | 42 0 | 32 0 | 8 0 | 8 0 | 5 0 |
| JUEVES 06/04/2014 | NORTE *SUR | 43 0 | 36 0 | 37 0 | 9 0 | 6 0 | 5 0 |
| VIERNES 07/04/2014 | NORTE *SUR | 48 0 | 38 0 | 35 0 | 7 0 | 6 0 | 6 0 |
| SABADO 08/04/2014 | NORTE *SUR | 42 0 | 35 0 | 39 0 | 10 0 | 8 0 | 4 0 |
| DOMINGO 08/04/2014 | NORTE *SUR | 46 0 | 37 0 | 36 0 | 10 0 | 4 0 | 7 0 |
| PARCIAL: | | 22 | 19 | 18 | 5 | 3 | 3 |

*otros
mototaxis*
X

* EN ESTE SENTIDO NO SE HA REALIZADO CONTEO POR SER CONTRA EL
TRANSITO.

PANEL FOTOGRAFICO



**FIGURA N° 01: ENSAYO CON ESCLERÓMETRO EN ESTRIBO
IZQUIERDO DEL PUENTE MESONES MURO**



**FIGURA N° 02: ENSAYO CON ESCLERÓMETRO EN LOSA
DEL PUENTE MESONES MURO**



**FIGURA N° 03: ENSAYO CON ESCLERÓMETRO EN
ESTRIBO IZQUIERDO DEL PUENTE PAKAMUROS**



**FIGURA N° 04: SARDINEL DETERIORADO DEL PUENTE
MESONES MURO**



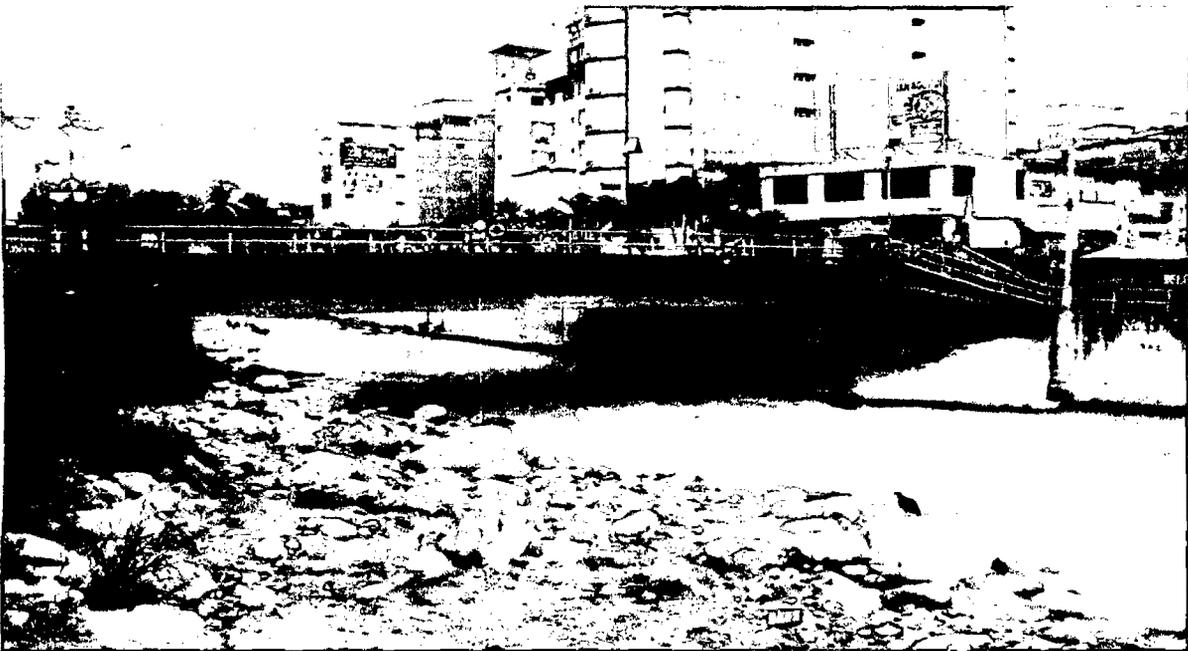
FIGURAN°05: VISTA LONGITUDINAL PUENTE PAKAMUROS O PUENTE JAÉN



FIGURAN°06: VISTA LATERAL PUENTE PAKAMUROS O PUENTE JAÉN



FIGURAN°07: VISTA LONGITUDINAL PUENTE MESONES MURO



FIGURAN°08: VISTA LATERAL PUENTE MESONES MURO