

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL - SEDE JAÉN



**EVALUACIÓN DEL PUENTE PAKAMUROS DE LA CIUDAD
DE JAÉN, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

BACHILLER: ALEX ANNER BOBADILLA DÍAZ

ASESOR: ING. MANUEL URTEAGA TORO

JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ

2014

COPYRIGHT© 2014 by
ALEX ANNER BOBADILLA DIAZ
Todos los derechos reservados

A:

Mis padres por darme su amor y cariño, por el apoyo incondicional a quienes les debo todo en esta vida, por enseñarme que todo lo que uno se propone se logran con esfuerzo y esmero.

A:

Mis hermanos por brindarme el apoyo moral y darme fuerzas para afrontar los obstáculos y seguir adelante.

A:

A Dios por cuidarme todos los días por iluminarme y darme sabiduría

Mi asesor por darme todos los consejos para poder desarrollar la investigación y por su preocupación por el desarrollo de la investigación.

A todos los docentes de la UNC que me brindaron sus enseñanzas, conocimientos y los compañeros quienes de una u otra forma me apoyaron para la culminación de esta Investigación.

CONTENIDO

<u>Ítem</u>	<u>Pág.</u>
Agradecimientos	iii
Dedicatoria	iv
Índice de tablas	vii
Índice de figuras	ix
Resumen	xi
Abstract	xii
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	4
2.1 Antecedentes teóricos de la investigación.....	4
2.1.1 Internacionales.....	4
2.1.2 Nacionales.....	5
2.1.3 Locales.....	5
2.2 Bases teóricas.....	6
CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS	41
3. Localización.....	41
3.2 Ubicación Geográfica.....	43
3.3 Acceso a la zona del Proyecto.....	43
3.4 Tiempo de la Investigación.....	43
3.5 Materiales y Equipos.....	43
3.6 Diseño Metodológico.....	44

CAPÍTULO IV. Análisis y Discusión de Resultados	50
4.1 Grado de daño de la Estructura.....	50
4.2 Determinación de la Resistencia del Concreto.....	55
4.3 Estimación de la socavación para un tiempo de retorna de 500 años.....	58
4.4 Estimación del tiempo de retorno.....	59
4.5 Estimación del tiempo de Retorno.....	59
4.6 Precipitaciones máximas en 24 horas.....	59
4.7 Precipitaciones Máximas para diferentes tiempos de retorno...	61
4.8 Construcción de curvas IDF.....	61
4.9 Estimación del caudal de diseño	62
4.10 Estimación de la socavación.....	63
4.11 Calculo de la socavación.....	63
 CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	 66
 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 68
 ANEXOS	 69
Anexo 1. Documentos.....	70
Anexo 2. Tablas.....	79
Anexo 3. Figuras.....	87
Anexo 4. Recolección de datos.....	93
Anexo 5. Planos.....	101

ÍNDICE DE TABLAS

TABLAS	Pág.
Tabla1. Grado de daño por ondulación en la losa.....	7
Tabla 2. Grado de daño por surcos en la losa.....	8
Tabla 3. Grado de daño por grietas en la losa	8
Tabla4. Grado de daño por baches en el pavimento.....	9
Tabla 5. Grado de daño por deformación en barandas.....	9
Tabla 6. Grado de daño por descascaramiento en la superficie de concreto...	10
Tabla 7. Grado de daño por grietas en una dirección en la viga de concreto...	10
Tabla 8. Grado de daño por grietas en dos direcciones en la viga de concreto .	11
Tabla 9. Grado de daño por faltante o deformación de juntas de expansión....	11
Tabla 10 Grado de daño por corrosión.....	12
Tabla 11. Grado de daño por erosión en estribo.....	12
Tabla 12. Factor de corrección por contracción del cauce u.....	18
Tabla 13. Valores de x para suelos cohesivos y no cohesivos.....	20
Tabla 14. Valores del coeficiente de gastos.....	21
Tabla 15. Coeficiente de corrección $K\theta$	22
Tabla 16. Coeficiente de corrección KQ	22
Tabla 17. Coeficiente de corrección k_m	22
Tabla 18. Valores de recomendación de riesgo admisible de obras de drenaje.....	24
Tabla 19. Coeficiente de duración de lluvias entre 48 horas y una hora.....	30
Tabla 20 Fórmula para el cálculo de tiempo de concentración.....	33

Tabla 21. Clasificación de clases de antecedentes de humedad (amc) para el método de abstracciones de lluvia SCS	36
Tabla 22. Número de curvas de escorrentía usos selectos de tierra agrícola...37	
Tabla 23. Ubicación geográfica.....	43
Tabla 24. Daño por descascaramiento.....	52
Tabla 25. Resistencia del concreto usando esclerómetro.....	56
Tabla 26. Precipitaciones máximas anuales.....	80
Tabla 27. Prueba determinada mediante esclerómetro.....	82
Tabla 28. Análisis estadístico de probabilidad de excedencia.....	84
Tabla 29. Intensidades máximas.....	86

ÍNDECE DE FIGURAS

FIGURAS	Pág.
Figura 1. Falla de puentes.....	6
Figura 2. Modificación del lecho fluvial en los alrededores de un estribo.....	13
Figura 3. Vórtices alrededor de un pilar cilíndrico.....	14
Figura 4. Sección transversal del cauce.....	17
Figura 5. Intersección del flujo por los estribos.....	21
Figura 6. Curvas IDF.....	29
Figura 7. Variables del método SCS.....	34
Figura 8. Ejemplo de hietograma de precipitación.....	35
Figura 9. Hidrograma unitario triangular de SCS.....	39
Figura 10. Localización de la investigación.....	41
Figura 11. Ubicación del proyecto de investigación.....	42
Figura 12 Denominación de las vigas longitudinales.....	44
Figura 13. Grado de daño en la losa del puente.....	50
Figura 14. Daño que presenta las vigas del puente.....	51
Figura 15. Deflexión del puente Pakamuros.....	51
Figura 16. Baches en la losa del puente.....	52
Figura 17. Deflexión del parapeto de la baranda, deflexión de la V8.....	53
Figura 18. Grietas en una dirección y dos direcciones.....	54
Figura 19. Acero expuesto a la intemperie.....	54
Figura 20. Colmatación de sedimento en el estribo izquierdo.....	55
Figura 21. Resistencia de los diferentes componentes del puente Pakamuros.....	57
Figura 22. Precipitaciones máximas en 24h de los 26 años.....	60
Figura 23. Precipitaciones máximas para un tiempo de retorno.....	61
Figura 24. Curva intensidad duración frecuencia – estación Jaén.....	61

Figura 25. Hidrograma sintético triangular del SCS.....	62
Figura 26. Caudal de diseño para un tiempo de retorno de 500 años.....	63
Figura 27. Grado de daño por descascaramiento en la losa del puente.....	88
Figura 28. Deflexión del acero y parte del encofrado que ha sido por el cauce del Río.....	88
Figura 29. Corrosión del acero del estribo derecho.....	99
Figura 30. socavacion que presenta el estribo.....	99
Figura 31. Profundidad de cimentación.....	90
Figura 32a. Acero colocado en la viga longitudinal.....	90
Figura 32b. Estado del falso puente aguas arriba.....	91
Figura 33. Deflexión del puente Pakamuros.....	91
Figura 34. Acumulación de sedimento.....	92

RESUMEN

El puente Pakamuros se encuentra conformado por tres partes; los dos puentes nuevos construidos en el año 2013 presentaban fallas y daños en sus vigas longitudinales tales como deflexiones, colisiones y grietas. Con relación al puente antiguo se visualizó corrosión del acero en la viga del estribo derecho y acumulación de sedimento en el estribo izquierdo debido a esto surge la necesidad de evaluar dicha estructura. Teniendo como objetivo evaluar el nivel de deterioro y socavación del puente Pakamuros de la ciudad de Jaén, departamento de Cajamarca. Después de realizado el diagnóstico del grado de deterioro del puente, se pasó a determinar mediante la prueba no destructiva la resistencia del concreto ($f'c$) haciendo uso del esclerómetro en todas las componentes del puente, posteriormente se realizó el estudio hidrológico e hidráulico, se recopiló información de precipitaciones máximas en 24 horas del SENAMHI referido a la estación de Jaén y finalmente se determinó del volumen de sedimentos acumulado. Se concluye que la resistencia del concreto ($f'c$) obtenida de todas las componentes del puente Pakamuros se encuentra dentro de los parámetros establecidos en el expediente técnico; el grado de daños que presentaba dicha estructura es grado 3 con un nivel severidad media. Con respecto a la socavación se determinó un caudal máximo de $420 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 500 años y se estima una profundidad de socavación de 1,21m. Se determinó que la magnitud de la socavación sobrepasa la cimentación en 0,21m ocasionará un asentamiento diferencial en los estribos y por ende un colapso de la estructura. El sedimento acumulado en el estribo izquierdo representó un volumen de 69 m^3 el cual afecta el sentido del flujo, reduce el área hidráulica y una mayor erosión en el estribo.

Palabras claves. Grado de daño, socavación, acumulación de sedimentos, resistencia del concreto.

ABSTRACT

The bridge Pakamuros is formed by three parts; the two new bridges construed in 2013 had damage and flaw in the longitudinal beams as well as deflections, collisions and cracks. With respect to the old bridge, steel corrosion was visualized in the beam of right abutment and accumulation of sediment on the left side due to the up rise the need to evaluate the structure. Having the objective of evaluation the level of deterioration and undermining bridge Pakamuros the city of Jaen, department Cajamarca. After realizing the diagnostic degree of deterioration of the bridge, it was put to a non destructive test of concrete resistance, using the esclerómetro in all of the components of the bridge; Afterward there was done a hydrologic and hydraulic study and was information discovered of the most precipitation in 24 hours in SENAMHI referred to the station of Jaen and finally it was determined the accumulate sediment volume. It ends concludes that the resistance of the concrete (f_c), obtained from all the components of the Pakamuros bridge was found inside the parameters established in the technical dossier, the level of damages presented in the structure are grade 3 With a level of severity half, respecting the undermining it was determined that the maximum quantity of $420 \text{ m}^3 / \text{s}$ for every period of 500 years and measures undermining of 1,21m. it was determined that the magnitude of undermining passes of undermining depth 0,21m. Will cause a different a sediment in the stirrups and eventually causing a collapse of the structure. the sediment accumulated in the stirrups represents a volume of 69 m^3 which affects the direction of the flow, reducing the area hydraulic and a larger in erosion in the stirrup.

Key words. Degree of damage, scour, sediment accumulation, concrete strength.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

El deterioro de los puentes de la Red Vial del Perú varía considerablemente en muchas de sus estructuras con más de cincuenta años, algunas de las estructuras se encuentran en un estado crítico con respecto a su estabilidad estructural y capacidad de carga. Pero fundamentalmente los daños provienen del deterioro y fallas que son causados por el comportamiento del río o quebrada, mala ubicación de la obra. Asimismo provienen de la falta de mantenimiento de los puentes y del aumento del cauce fluvial produciendo así una socavación o acumulación de sedimentos.

La socavación es un fenómeno bastante complejo cuando aumenta el caudal crece la capacidad erosiva del flujo, por lo tanto aumenta el acarreo de sedimentos, material del fondo y de las márgenes del río. Cualquier obra construida que resulte una obstrucción para el flujo del Río o quebrada representa un factor de socavación y por ende fallas en la estructura; el puente Pakamuros presentaba deterioros y fallas a causa del flujo del agua.

Por estas razones en esta investigación se evaluó el nivel de deterioro que presentaba la estructura y la socavación de la cimentación de los estribos del puente Pakamuros, siendo la formulación del problema ¿Cuál es el nivel de deterioro y socavación del puente Pakamuros de la ciudad de Jaén, departamento de Cajamarca?

El presente estudio es importante y surge ante la necesidad de determinar el problema del deterioro y la socavación el cual afecta al puente Pakamuros, se justifica la investigación, ya que el deterioro ocasionara que éste llegue a fallar. Las fuertes precipitaciones en la parte alta de la cuenca del río Amojú, aumenta el caudal considerablemente, produciéndose de esta manera la

socavación en la cimentación del puente.

El aporte de la presente investigación es facilitar información a las autoridades de la jurisdicción para la toma de decisiones a corto, mediano y largo plazo, ver de qué manera se puede reforzar dicha superestructura y prevenir el colapso dado que la socavación es el principal problema en las fallas de las obras hidráulicas. La investigación se realizó en el Puente Pakamuros de la ciudad de Jaén, Departamento de Cajamarca; es de tipo cuantitativa de IV nivel, no experimental y se considera transversal, es de vital importancia porque se pretende brindar información de la situación en que se encontraba el nivel de deterioro del puente.

El objetivo general de dicha investigación fue evaluar el nivel de deterioro, y socavación del puente Pakamuros de la ciudad de Jaén, departamento de Cajamarca, y los específicos fueron, enumerar los tipos de deterioro y determinar la socavación en los estribos del puente Pakamuros de la ciudad de Jaén departamento de Cajamarca.

Comparar dichos resultados y dar las conclusiones respectivas. La hipótesis fue "El nivel de deterioro y socavación del puente Pakamuros de la ciudad de Jaén, departamento de Cajamarca, al deterioro del puente se lo considero con un grado de daño 3 y nivel de severidad media y se estima una socavación aproximada de 0,30 – 0,40m en los estribos", siendo las variables las siguientes: Deterioro del puente Pakamuros y socavación de los estribos del puente Pakamuros.

En el capítulo I. se refiere a la introducción de la investigación, planteamiento del problema, justificación, objetivos, las variables y el aporte de la investigación.

Capítulo II. Se menciona los antecedentes teóricos sobre las evaluaciones realizadas a los puentes del mundo, nivel del deterioro estructural en el puente de concreto "Puente Orellana "- Jaén y la socavación del pie de los

muros de encausamiento del Río Amojú de la ciudad de Jaén. El fundamento teórico para la investigación fue recopilada del manual de inspección de puentes, 2007. Y los criterios tomados del manual de hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2011 para la determinación del caudal de diseño y determinación de la socavación para un determinado tiempo de retorno.

Capítulo III. Se determina la localización donde se realizó la investigación, el acceso a la zona del proyecto, los materiales y métodos utilizados en la investigación de la forma cómo se obtuvieron los resultados.

Capítulo IV. Se desarrolla el análisis de la investigación y las comparaciones de los resultados con los datos del marco teórico y los documentos recopiladas en la investigación.

Capítulo V. se describe las conclusiones y recomendaciones de la investigación realizada al Puente Pakamuros de la ciudad de Jaén. Y se concluye la investigación con las referencias bibliográficas utilizadas.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes teóricos de la investigación.

2.1.1 Internacionales.

Según evaluación efectuada por Lanamme (2011) al puente Palomo-Río Grande Orosi, se llegó a la conclusión que la estructura posee un alto grado de corrosión en muchos de sus elementos, la superestructura posee un alto grado de vibración debido a los daños que presenta las vigas de rigidez y estas vibraciones comprometen la estabilidad del puente, la cual no ofrecen seguridad al tráfico vehicular ni peatonal.

La evaluación realizada por UCR (2008) del estado del puente San José-Calderas donde se recomienda un mantenimiento de las barandas, realizar la sustitución de la losa de los accesos al puente, dado a que se encuentran deterioradas, las vigas principales presentan golpes, pero no se considera necesario reforzar dichas vigas ya que éstas poseen capacidad estructural suficiente para soportar la demanda de las cargas que se aplican sobre la estructura.

Se realizó una evaluación visual por parte SAM/CONAMET (2007) y muestreo mientras se estaban haciendo trabajos de remediación y puesta en servicio de la ruta. Se analizó el hormigón que constituye al puente, también relevaron bases, pilas, vigas, superficie de rodamiento y estribos. Se observó un importante deterioro en estos últimos, pérdida de secciones de acero por corrosión producida por la circulación de agua proveniente de los drenajes, merma en secciones útiles de hormigón debido a la delaminación del recubrimiento, rotura de las placas de pavimento debido a los procesos mecánicos desarrollados por el tránsito.

2.1.2 Nacionales.

Según evaluación realizado por UNJBR (2010) al puente Carrózale Higuerani la cual consistió en la inspección del estado en que se encontraba los componentes del puente la cual concluye en mantener la continuidad y transitabilidad de la infraestructura vial en forma eficiente y segura. Recomienda realizar una protección ribereña alrededor del estribo izquierdo para evitar el fenómeno de erosión.

Debido a la evaluación realizada por el colegio de ingenieros del Perú (2011) sobre el problema del cauce del Río Rímac, concluye que el Río es torrencioso por la que cualquier tipo de estrechamiento causado por las acciones humanas provocara un aumento de la velocidad del cauce y traería gran problema a los puentes que se encuentran en el lecho del Río; por ejemplo el Puente Balta, en el 2002 sufrió un estrechamiento por lo que se produjo una socavación del pilar; en el 2013 el Puente Bella Unión sufrido el estrechamiento causado por los desmontes ocasionando socavaciones. (Rocha 2014).

2.1.3 Locales.

Moreno (2013) en su trabajo de investigación concluye que la estructura y sus obras complementarias, presentan un estado regular por lo que se deben tomar medidas de mantenimiento lo antes posible para no incrementar la situación negativa de la estructura del puente. La estructura que comprende los estribos y pilares así como las cimentaciones, se encuentran en buen estado, se recomienda mantenimiento menor.

Castro (2013) de acuerdo a su investigación realizado a los muros de encauzamiento del Río Amojú concluye que la socavación de los muros de existente en el tramo más crítico es de 1,20m; en la que indica que la profundidad de la cimentación existente es muy poca pues esta tiene una profundidad de 1,50m y para la estimación de la socavación para un caudal estimado de 238,70 m³/seg para un tiempo de retorno de 100 años sobrepasa 0,91m la cimentación de los muros construidos, el cual es un riesgo para la población.

2.1.2 Bases teóricas.

Según estudios realizados por AASHTO 1994. "La mayor parte de los puentes que han fallado en USA y en el mundo ha sido a causas de la socavación.", Shirole y Holt en 1991 estudiaron mil puentes, de los 600 000 puentes existentes en Estados Unidos, los cuales habían fallado a lo largo de un periodo de 30 años y concluyen que el 60% de las fallas se originó por problemas de socavación. Wardhana y Hadipriono estudiaron a quinientos puentes en los estados unidos comprendiendo su evaluación desde los años 1989 al 2000, concluyen que el 53% de los puentes fallaron debido a las avenidas producto de la socavación. (Rocha 2010).

En la figura 1. Se observa que según la investigación realizada por Smith a ciento cuarenta y tres puentes en el mundo concluye que el (70%) de las fallas ocurridas en los puentes, fue a causa de avenidas presentadas por Los eventos extremos (Rocha 2010).

FALLAS EN PUENTES

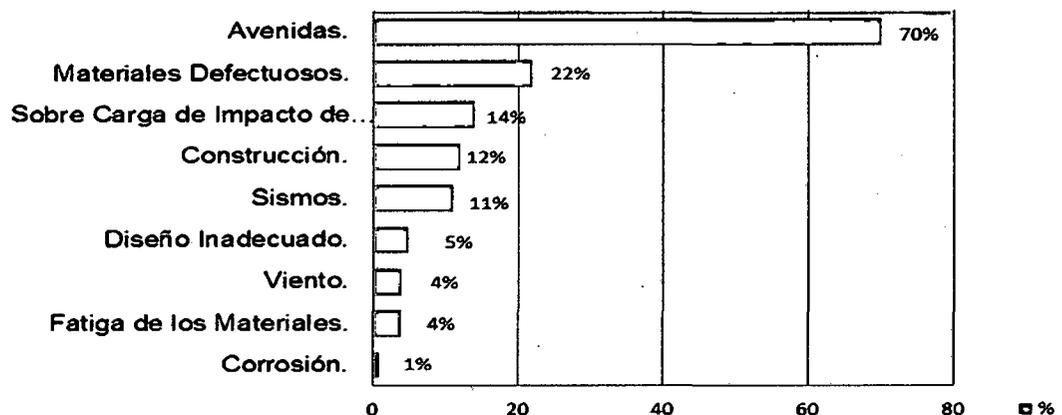


Figura 1. Fallas de puentes
Fuente: Rocha, (2008).

2.2.1.1 Lineamientos para la calificación del grado de deterioro del puente.

Cada uno de estos elementos se evalúan según el grado de daño que presentan en una escala progresiva, es decir, por ejemplo el número 1 significa que no existen daños y el número 5 que hay gran deterioro en el elemento. (Manual de Inspección de Puentes 2007).

2.2.1.2 Pavimento

El pavimento en la losa del puente funciona como una superficie de rodamiento y además tiene como objetivo proveer protección adicional a la losa contra el clima y el tráfico. El pavimento no es un miembro estructural, sin embargo, genera carga muerta al puente, por lo tanto el espesor del pavimento debe ser el mínimo.

Es decir, el peso es casi equivalente al peso de la carga máxima del vehículo que pasa por el puente. Por lo anterior, técnicamente las sobrecapas del pavimento en la losa del puente son totalmente prohibidas. Dentro de este elemento se van a evaluar los tipos de daños: ondulaciones, surcos, agrietamiento, considerando como:

El de grado 1. Sin severidad, grado 2. Severidad baja, el de grado 3. Severidad media, grado 4. Severidad alta y el de grado 5. Considerado con una severidad crítica. (Manual de Inspección de Puentes MTC 2007).

2.2.1.3 Ondulaciones

Las ondulaciones son deformaciones que se extienden transversalmente en el pavimento, También se lo puede conocer como abultamientos están ocasionados por el paso continuo de los vehículos. En la tabla 1 muestra el grado de daño en el pavimento debido a las ondulaciones.

Tabla 1. Grado de daño por ondulaciones en la losa.

Grado del Daño y Su Descripción	
1	Sin ondulación
2	La profundidad de la ondulación es menor a 2cm
3	La profundidad de la ondulación esta entre 2,0 y 4,0 cm
4	La profundidad de la ondulación es mayor a 4cm
5	Es necesario detener el vehículos para esquivar la ondulación

Fuente: (Manual de Inspección de Puentes 2007).

2.2.1.4 Surcos

Los surcos son deformaciones que presenta el pavimento originadas por el paso continuo de las ruedas de los vehículos. Es similar a las ondulaciones, pero se extienden longitudinalmente. El grado de daño en el pavimento ocasionado por los surcos se muestra en la tabla 2.

Tabla 2. Grado de daño por surcos en la losa.

Grado del daño y su Descripción
1 No hay surcos
2 La profundidad de los surcos es menor a 2.0cm
3 La profundidad de los surcos esta entre 2,0 y 4,0 cm
4 La profundidad de los surcos es mayor a 4cm
5 Es necesario detener el vehículos para esquivar los surcos

Fuente: (Manual de Inspección de Puentes 2007).

2.2.2 Grietas

Las grietas son fisuras o cavidades que se producen generalmente por vibraciones y cambios de temperatura. El grado de daño en el pavimento debido a las grietas está definido en la tabla 3.

Tabla 3. Grado de daño por las grietas en la losa.

Grado del daño y su Descripción
1 No se observan grietas
2 El espesor de la grieta es menor a 5,0mm
3 El espesor de la grieta está entre 5,0 y 10,0 mm
4 Se observan grietas en red
5 Se observan grietas en red y en algunas partes hay desprendimiento del concreto

Fuente: (Manual de Inspección de Puentes 2007).

2.2.2.1 Baches en el pavimento

Un bache es un defecto en el nivel de la vía; es una depresión u hoyo en la superficie de rodamiento. El grado de daño en el pavimento por los baches

está definido en la tabla 4. Manual de Inspección de Puentes, 2007.

Tabla 4. Grado de daños por baches en el pavimento.

Grado del daño y su Descripción	
1	No se observan baches
2	La profundidad del bache es menor que 20,0 mm
3	La profundidad del bache esta entre 20,0 y 50,0 mm
4	La profundidad del bache es mayor que 50,0 mm
5	Es necesario detener el vehículos para esquivar los baches

Fuente: (Manual de Inspección de Puentes 2007).

2.2.2.2 Deformación (baranda de acero)

La deformación es el cambio en el tamaño o forma de un cuerpo debido a la aplicación de una o más fuerzas sobre el mismo o la ocurrencia de dilatación térmica. El grado de daño para la deformación de las barandas de acero está definido en la tabla 5.

Tabla 5. Grado de daño por deformación en barandas.

Grado del daño y su Descripción	
1	No se observan daños de deformación en el elemento
2	Deformación menor a 5,0cm
3	Deformación entre 5,0 y 10,0 cm con respecto al original
4	Deformación entre 10,0 y 20,0cm con respecto al original
5	Deformación mayor a 20cm con respecto al original

Fuente. (Manual de Inspección de Puentes 2007).

2.2.3 Descascaramiento

El descascaramiento es la de laminación local o desprendimiento de una superficie terminada de concreto endurecido como resultado de cambios de temperatura, pobre procedimiento constructivo o algún daño en el acero de refuerzo. En la tabla 6 a continuación se muestra del grado de daño. (Manual de Inspección de Puentes 2007).

Tabla 6. Grado de daño por descascaramiento en la superficie de concreto.

Grado del daño y su Descripción
1 No se observa descascaramiento en la superficie de la estructura
2 Se observa el principio del descascaramiento
3 Ha crecido el descascaramiento en algunas partes de la superficie de la estructura.
4 Se observa un considerable descascaramiento.
5 Se observa un considerable descascaramiento y oxidación.

Fuente. (Manual de Inspección de Puentes 2007).

2.2.3.1 Grietas en una dirección.

Las grietas de flexión son perpendiculares al refuerzo longitudinal y comienzan en la zona de máxima tensión. En la mitad del tramo de las vigas de concreto, las grietas de flexión se pueden encontrar algunas veces en la parte inferior de los miembros. Las grietas debido al esfuerzo cortante son grietas diagonales que usualmente ocurren en el alma de la viga. Estas grietas estructurales son usualmente grietas en una dirección.

Tabla 7. Grado de daño por grietas en una dirección en la viga de concreto

Grado del daño y su Descripción
1 No se observan grietas.
2 El ancho de las grietas es menor a 0,2mm en intervalos de más de 1,0m
3 El ancho de las grietas es mayor a 0,2mm en intervalos de más de 1,0m
4 El ancho de las grietas es mayor a 0,2mm en intervalos entre 1,0 m y 0,5 m
5 El ancho de las grietas es mayor a 0,2mm en intervalos de menos de 0,5m

Fuente: (Manual de Inspección de Puentes 2007).

2.3 Grietas en dos direcciones.

Casi no se observan grietas en dos direcciones en la viga de concreto. Cuando se observan grietas en dos direcciones, se deberá de investigar la reacción de dióxido de silicio alcalino de los agregados. (Manual de Inspección de Puentes 2007).

Tabla 8. Grado de daño por grietas en dos direcciones en la viga de concreto.

Grado del daño y su Descripción
1 No aplica
2 El ancho de las grietas es menor a 0,2mm en intervalos de más de 1,0m
3 El ancho de las grietas es menor de 0,2mm con intervalos mayores de 50cm
4 El ancho de las grietas es mayor de 0,2mm con intervalos menores de 50cm
5 El ancho de las grietas es mayor de 0,2mm y el concreto se empieza a descascarar.

Fuente: (Manual de Inspección de Puentes 2007).

2.3.1.1 Faltante o deformación.

Se debe prestar atención cuando la junta de expansión presenta alguna alteración en su forma o alguna parte o la totalidad de la junta se ha perdido. En la tabla 9 se muestra el grado de deterioro debido a este daño. (Manual de Inspección de Puentes MTC 2007).

Tabla 9. Grado de daño por faltante o deformación de juntas de expansión

Grado del daño y su Descripción
1 No se observan faltante o deformación de juntas
2 Se observan pequeñas deformaciones.
3 Algunas partes están deformadas
4 Algunas partes se han perdido
5 Los vehículos deben reducir la velocidad antes de pasar por la junta de expansión.

Fuente: (Manual de Inspección de Puentes 2007).

2.3.1.2 Corrosión

La corrosión es la alteración causada por el ambiente en el elemento, empieza como oxidación y si no se le da algún tratamiento o se le brinda alguna protección al elemento se llega a dar la corrosión lo que produce la reducción de la sección de la pieza de acero. En la tabla 10 se muestran los grados de deterioro debido a la corrosión

Tabla 10. Grado de daño por corrosión

Grado del daño	Descripción
1	No se observa corrosión en el elemento
2	Se observa el principio de la corrosión
3	La corrosión creció y ha ocasionado orificios en partes del elemento
4	Algunas partes del elemento están reducidas por corrosión
5	Algunas partes del elemento se han perdido por la corrosión

Fuente: (Manual de Inspección de Puentes 2007).

2.3 Erosión en estribos.

Inestabilidad estructural del estribo producido por asentamiento y/o socavación, que pone en riesgo la estabilidad de la superestructura, las aletas y el terraplén de acceso del puente. Cuando es un daño por asentamiento, este se manifiesta por la rotación de la estructura del estribo, separación entre el estribo y la aleta, grietas en los estribos, grietas en las aletas, etc. Se detalla en grado de deterioro en la tabla 11.

Tabla 11. grado de daño por erosión en estribo.

Grado de daño y su Descripción
0 Sin daño o con daño insignificante
1 Daño pequeño, pero no se requiere reparación
2 Existe daño, el componente funciona como se diseño
3 Daño significativo, se requiere pronta reparación
4 Daño grave, se necesita inmediata reparación
5 Daño extremo, falla total o riesgo de falla total del componente

Fuente: (Manual de Inspección de Puentes 2007)

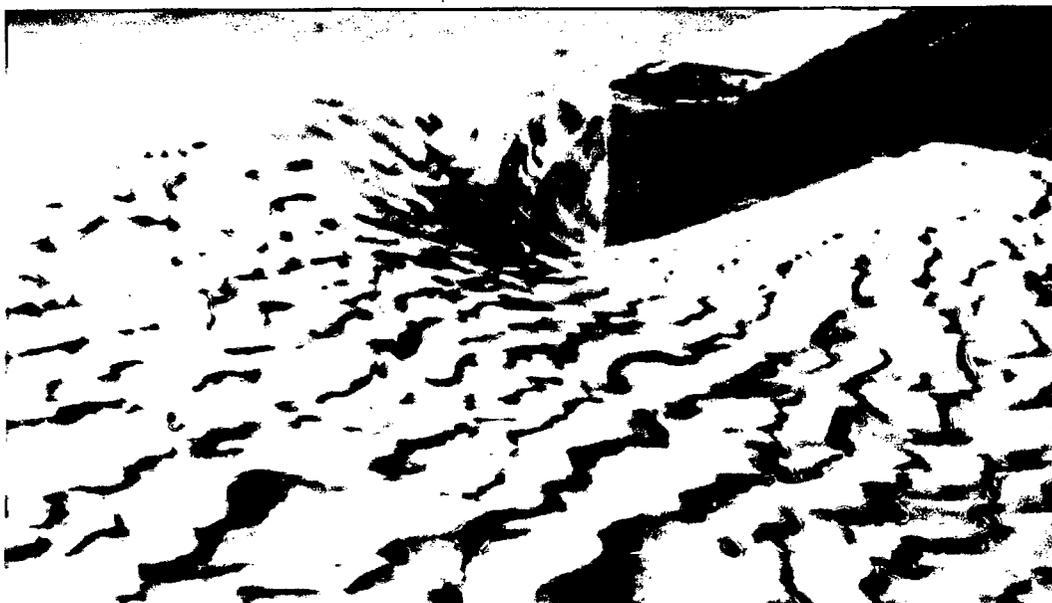


Figura 2. Modificación del lecho fluvial en los alrededores de un estribo (Brea y colaboradores)

Fuente: (Rocha 2008).

2.3.1 Socavación.

La socavación es un fenómeno hidrodinámico que es la causa más frecuente de fallas que afectan la cimentación de los puentes. Dicho fenómeno es una combinación de distintos procesos unos que se producen a largo plazos y otros transitorios por el paso de avenidas, la socavación en un puente se analiza como una erosión potencial y es de carácter estimativo, la cual combina la socavación producida en la inmediación del puente y sus inmediaciones.

La socavación es un proceso que resulta de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material de lecho y de las márgenes de su cauce, la profundidad de socavación parte de suponer que esta depende de variables que caracterizan al flujo, al material que presente en el lecho del cauce y a la geometría del puente por ello, existe mucha incertidumbre sobre el uso de las ecuaciones y sobre qué ecuación presenta mejor las condiciones reales del curso natural y del puente, (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2011).

2.3 Tipos de socavación

La socavación que una corriente de agua produce en los estribos y pilares de un puente puede presentar diversas formas la cual puede ser socavación normal o general, socavación por estrechamiento, socavación en curvas, socavación local en estribos, socavación local en pilas, (Juárez y Rico 1992).

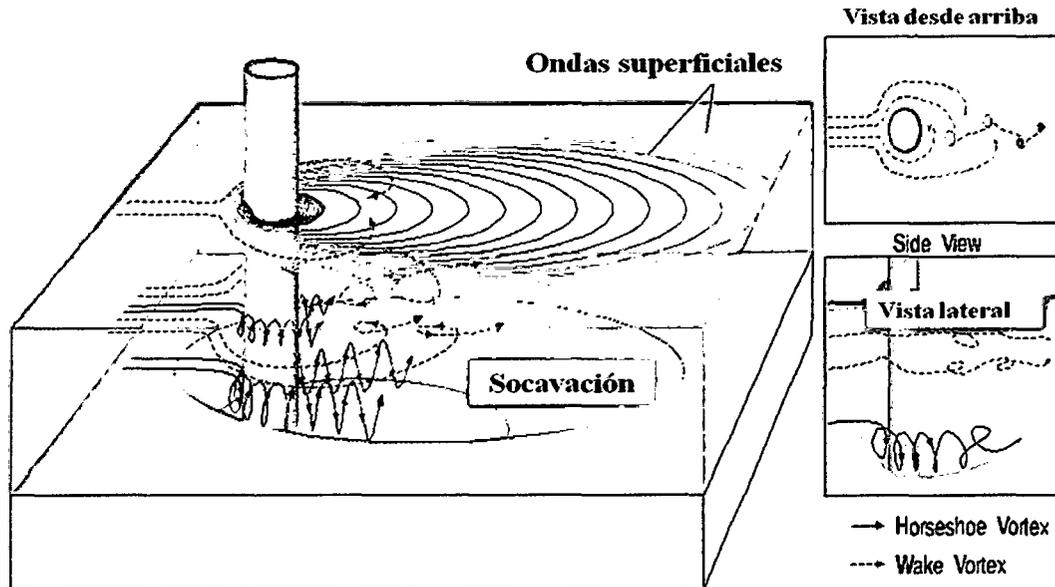


Figura 3. Vórtices alrededor de un pilar cilíndrico (USGS).

Fuente: (Rocha 2008)

2.3.3 Socavación local.

La socavación en estribos y pilares puede darse en agua clara o en lecho móvil dependiendo, si el estribo se ubica en las márgenes o si está dentro del cauce principal, la socavación depende de las características del sedimento, la forma de la sección transversal, la profundidad del flujo, el alineamiento del cauce, tiempo de duración de la crecida, (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2011).

2.3.4 Principios generales que caracterizan la socavación local

Según Larsen (1956) existen cuatro principios que caracterizan a la socavación local, los cuales son:

1. La tasa de socavación es igual a la diferencia entre la capacidad de transportar material fuera al foso de socavación y la tasa de aporte de sedimentos al foso.
2. La tasa de socavación disminuye a medida que la sección del escurrimiento va aumentando.
3. La socavación siempre tiene un límite para determinadas condiciones iniciales.
4. El límite de la socavación se alcanza asintóticamente, con el tiempo.

2.3.5 Condiciones críticas para la iniciación del movimiento

Según Flores y Aguirre (2006), cuando las fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre partícula de sedimento, son de tal magnitud que cualquier incremento de ellas por pequeño que este sea, produce movimientos que las condiciones son críticas. Para estas condiciones, las variables del flujo tales como el esfuerzo cortante en el fondo, la velocidad media o la profundidad, adquiere ciertos valores llamados críticos, si el sedimento del fondo de un Río es uniforme, las condiciones críticas son aquellas que existen en el fondo justo antes de iniciarse el movimiento de las partículas.

2.3.6 Determinación de la socavación general.

La máxima profundización de socavación ocurre cuando se alcanza las condiciones de transporte crítico donde la velocidad del flujo se reduce a tal punto en que la corriente no puede movilizar y arrastrar más material desde aguas arriba, por lo tanto cuando se produce la avenida, la sección geométrica del cauce se modifica, existen varios métodos para la estimación de la profundidad de socavación general bajo la condición en que la velocidad de escurrimiento es igualada por la velocidad crítica de arrastre y estimación de socavación general por contracción del cauce; tenemos el método de Velocidad Crítica y Agua Clara, método de Straub, método de Laursen, método de Lischtvan – Levediev el cual aplicaremos en este estudio. (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2011).

2.3.7 Método de lischtván – levediev.

El método propuesto por Lischtván-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva está en función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua. (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2011).

Velocidad erosiva es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo está dado por las siguientes expresiones:

$$V_e = 0,60\gamma_d^{1,18}\beta H_s^x; \text{ m}^3/\text{seg} \quad \text{suelos cohesivos..... (1)}$$

$$V_e = 0,68\beta d_m^{0,28} H_s^x; \text{ m}^3/\text{seg} \quad \text{suelos cohesivos..... (2)}$$

Donde:

V_e = Velocidad media suficiente para degradar el cauce en m^3/seg .

γ_d = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H_s , medida desde la superficie del agua (Ton/m^3)

β = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia.

X o Z = es un exponente variable que está en función del peso volumétrico γ_s del material seco (Ton/m^3)

H_s = tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor V_e se requiere para arrastrar y levantar al material (m)

D_m = es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo.

El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural (Figura 4) permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea.

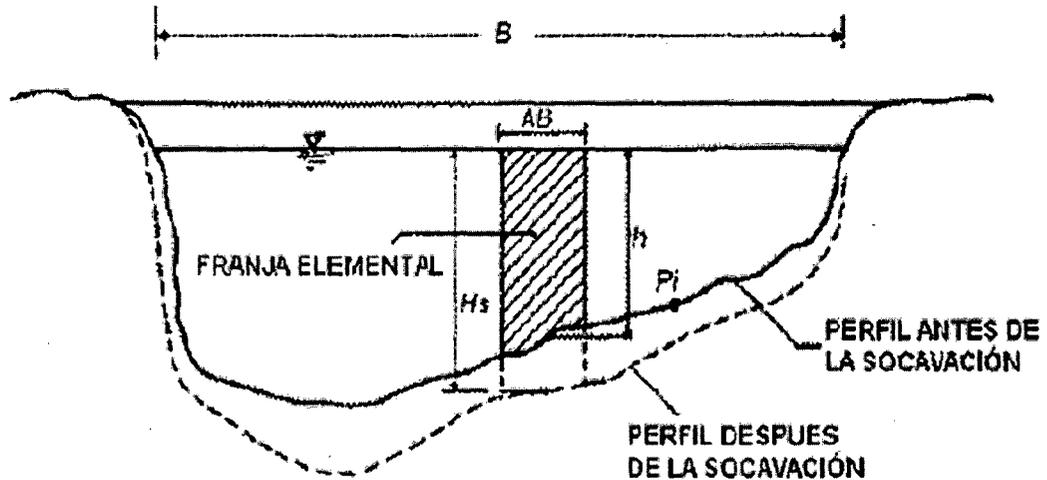


Figura 4. Sección transversal del cauce

Fuente: (Juárez y Rico 1992).

a) Para suelos granulares. Se tiene la siguiente ecuación:

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0,68 \beta D_m^{0,28}} \right)^{\frac{1}{1+z}} \dots \dots \dots (3)$$

La expresión anterior no considera el efecto de la contracción del flujo debida a la presencia de estribos y pilares, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente; en el caso de este estudio se relacionará los puentes con los muros.

La ecuación final para el cálculo de la socavación considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico de agua, es la siguiente:

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0,68 \beta \mu \varphi D_m^{0,28}} \right)^{\frac{1}{1+z}} \dots \dots \dots (4)$$

Donde: $\alpha : Qd / (H_m^i B_e \mu)$

Qd : caudal de diseño (m³/seg)

B_e : ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

H_m : profundidad media de la sección = Área / B_e

$H_s - h$: Profundidad de socavación (m)

h : Tirante de agua (m)

D_m : Diámetro característico del lecho (mm)

β : coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia.

μ : Factor de corrección por contracción del cauce.

φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

Z : exponente variable que depende del diámetro del material.

El factor de corrección por contracción μ es menor que 1 y contribuye al incremento de la profundidad de socavación.

Tabla 12. Factor de corrección por contracción del cauce u.

V (m/s)	Luz Libre (m)													
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200	
<1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,0	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,5	0,94	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
2,0	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
2,5	0,90	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
3,0	0,89	0,91	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99
3,5	0,87	0,90	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99
>4,0	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99

Fuente: (Juárez y Rico, 1992)

V : Velocidad media en la sección transversal.

μ : 1,0 si no hay obstáculos

Adicionalmente, el efecto del peso específico del agua durante la creciente se considera en otro factor de corrección φ que es mayor o igual que la unidad y su efecto es reducir la profundidad de socavación:

$\varphi = 1, 0$ si $\gamma_m = 1, 0 \text{ T/m}^3$ (agua clara)

γ_m : Peso específico de la muestra agua sedimento.

$\varphi = -0, 54 + 1, 5143\gamma_m$, si $\gamma_m > 1, 0 \text{ T/m}^3$ (Lecho móvil)..... (5)

$z = 0,394557 - 0,04136\text{Log}D_m - 0,00891\text{Log} D_m$

Coefficiente de correlación o de ajuste = 0.9983, (Higuera C. y Pérez G., 1989.)

$\beta = 0,7929 + 0,0973\text{Log}Tr$ (Tabla 13)

Coefficiente de correlación o de ajuste = 0.9910, (Higuera C. y Pérez G., 1989).

b) Para suelos no granulares. Considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua durante crecientes, se tiene:

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0,60\beta\mu\varphi\gamma_s^{1,18}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \dots\dots\dots (6)$$

γ_d : peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H_s , medida desde la superficie del agua (Ton/m^3)

X: exponente variable que depende del peso volumétrico del material cohesivo seco.

$x = 0,892619 - 0,58073\gamma_m + 0,136275 \gamma_m^2$ (Tabla 13)

Coefficiente de correlación o de ajuste = 0,9985 (Higuera C. y Pérez G., 1989)

Tabla 13. Valores de x para suelos cohesivos y no cohesivos

Suelos Cohesivos		Suelos No Cohesivos	
δ_d (Ton/m ³)	X	dm(mm)	x
0,80	0,52	0,05	0,43
0,83	0,51	0,15	0,42
0,86	0,50	0,50	0,41
0,88	0,49	1,00	0,40
0,90	0,48	1,50	0,39
0,93	0,47	2,50	0,38
0,96	0,46	4,00	0,37
0,98	0,45	6,00	0,36
1,00	0,44	8,00	0,35
1,04	0,43	10,00	0,34
1,08	0,42	15,00	0,33
1,12	0,41	20,00	0,32
1,16	0,40	25,00	0,31
1,20	0,39	40,00	0,30
1,24	0,38	60,00	0,29
1,28	0,37	90,00	0,28
1,34	0,36	140,00	0,27
1,40	0,35	190,00	0,26
1,46	0,34	250,00	0,25
1,52	0,33	310,00	0,24
1,58	0,32	370,00	0,23
1,64	0,31	450,00	0,22
1,71	0,30	570,00	0,21
1,80	0,29	750,00	0,20
1,89	0,28	1000,00	0,19
2,00	0,27		

Fuente: (Higuera y Pérez, 1989)

Tabla 14. Valores del coeficiente de gastos

Periodo de retorno del Gasto de diseño (años)	Coefficiente
2	0,82
5	0,86
10	0,90
20	0,94
50	0,97
100	1,00
500	1,05

Fuente: (Higuera y Pérez, 1989)

Método de artamonov. Este método depende de los siguientes factores:

- Porción de caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q_1 o Q_2 (Figura 08); en este caso son muros
- Talud que tienen los lados del estribo en este caso muros (mH:1V)
- Ángulo entre el eje longitudinal del puente y la corriente (θ).

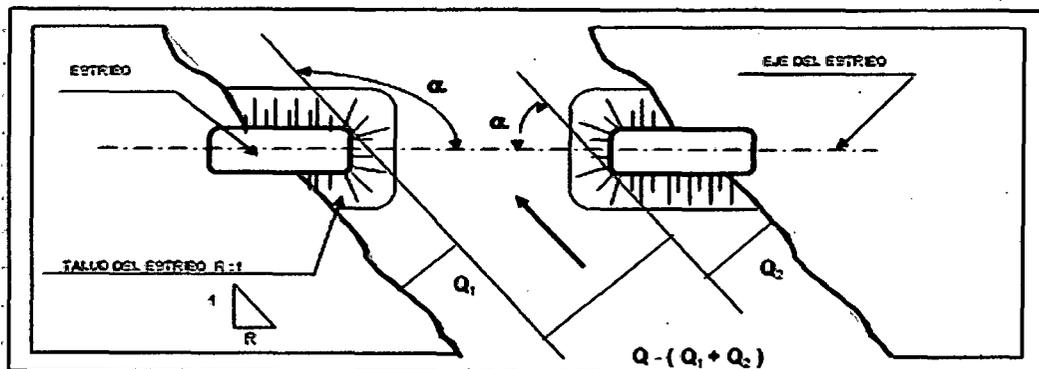


Figura 5. Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov

Fuente: (Juárez y Rico, 1992)

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h \dots \dots \dots (7)$$

Dónde:

H_T : Profundidad del gua al pie del muro medida desde la superficie libre de la corriente.

K_θ : Factor que depende del ángulo que forma la corriente de agua con el eje transversal (Tabla15).

K_Q : Factor que depende de la relación del caudal total al caudal interceptado por los muros. (Tabla 16)

K_m : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo (Ver Tabla 17).

H: Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón antes de la socavación.

Tabla 15. Coeficiente de corrección K_θ .

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_θ	0,84	0,94	1,00	1,07	1,19

Fuente: (Juárez y Rico, 1992)

Tabla 16. Coeficiente de corrección K_Q .

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

Fuente: (Juárez y Rico, 1992).

Tabla 17. Coeficiente de corrección K_m .

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

Fuente: (Juárez y Rico, 1992).

2.3.8 Estudios hidrológicos

En los estudios hidrológicos se hace énfasis en el cálculo del caudal de diseño por ser una de las variables que más influye en la profundidad de la socavación y en la elección de la geometría de la estructura del puente. Dentro del estudio hidrológico se analizan: la cuenca de hidrográfica, las precipitaciones (distribución espacial y temporal) y finalmente la determinación del caudal de diseño y el nivel de aguas máximas que se espera en el sitio de análisis. (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2011).

2.3.9 Análisis de la cuenca hidrográfica.

La cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de recorrido, Villon, (2002).

2.3.10 Análisis de precipitaciones y crecientes.

El diseño de la sección hidráulica y su Análisis de socavación se hacen para la máxima crecida en un período de retorno establecido. El desarrollo de los métodos y la calidad de su resultado dependen esencialmente de la información hidrológica disponible de la sección en estudio de la cuenca; es así que habrá gran información para algunos puntos y no habrá nada para otros; de todas formas se debe adoptar un método para su estimación.

El período de retorno (T_r) se define como el número promedio de años para que la creciente sea igualada o excedida al menos una vez. El período de retorno es función de la vida útil de la estructura en años (n) y del riesgo permisible de falla que el diseñador está dispuesto a asumir (R). Se determina de la siguiente manera:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \dots\dots\dots(8)$$

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. (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2011).

Tabla 18. Valores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

TIPO DE OBRA Y 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: (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2011).

(*) -Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.

- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - Vida Útil considerado n=25 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Fuente: (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2011).

2.4 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 Normal
- b) Distribución Log. Normal 2 parámetros
- c) Distribución Log. Normal 3 parámetros
- d) Distribución Gamma 2 parámetros
- e) Distribución Gamma 3 parámetros
- f) Distribución Log. Pearson tipo III
- g) Distribución Gumbel
- h) Distribución Log. Gumbel

Fuente: (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2011).

a) Distribución normal

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-1/2\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \dots\dots\dots (9)$$

Dónde:

- f(x)** = función densidad normal de la variable x
- X** = variable independiente
- μ** = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x.
- S** = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x.

b) Distribución log normal 2 parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-\left[\frac{(x-\bar{X})^2}{2S^2}\right]} dx \dots\dots\dots (10)$$

Donde X y S son los parámetros de la distribución.

Si la variable x de la ecuación 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, Sy). Los valores originales de la variable aleatoria x, deben ser transformados a y=log x, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n \quad \dots\dots\dots (11)$$

Donde Y es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n-1}} \quad \dots\dots\dots (12)$$

Donde Sy es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$Cs = \frac{a}{s^3 y} \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3 \quad \dots\dots\dots (14)$$

Donde Cs es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada. (Monsalve 1999).

c) Distribución log normal 3 parámetros

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-1/2(\ln(x-x_0)-u_y/s_y)^2} \quad \dots\dots\dots (15)$$

Para $x > x_0$ Donde:

X0: parámetro de posición

Uy: parámetro de escala o media

Sy²: parámetro de forma o varianza

d) Distribución gamma 2 parámetros

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \dots\dots\dots (16)$$

Válido para: $0 \leq x < \infty$
 $0 < \gamma < \infty$
 $0 < \beta < \infty$

Donde:

γ : parámetro de forma
 β : parámetro de escala

e) 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:

$$F(x) = e^{-e^{-a(x-\beta)}} \dots\dots\dots (17)$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$a = \frac{1,2825}{\sigma} \dots\dots\dots (18)$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma \dots\dots\dots (19)$$

Donde:

a : Parámetro de concentración.
b : Parámetro de localización.

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} - k\sigma_x \dots\dots\dots (20)$$

Donde:

x : Valor con una probabilidad dada.

\bar{x} : Media de la serie.

k : Factor de frecuencia.

f) Distribución log gumbel

La variable aleatoria reducida log gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha} \dots\dots\dots (21)$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (22)$$

2.4.2 Determinación de la tormenta de diseño

Uno de los primeros pasos en muchos proyectos de diseño es la determinación del evento de lluvia a usar.

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta. Manual de hidrología y drenaje, 2011

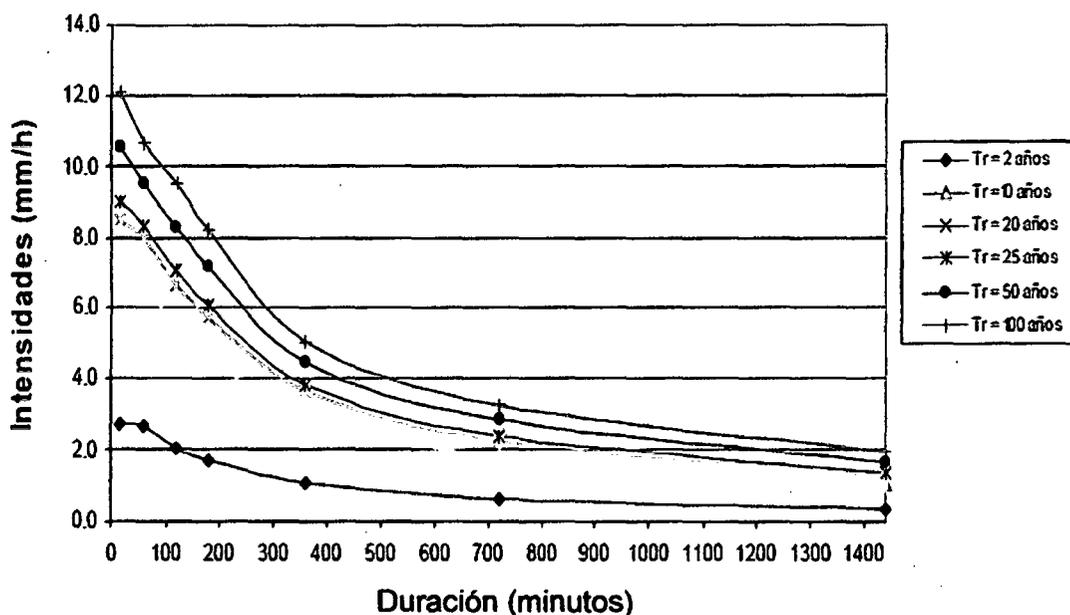
2.4.3 Curvas intensidad – duración - frecuencia

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{Td} \dots\dots\dots (23)$$

Donde P es la profundidad de lluvia (mm) y Td es la duración, dada

usualmente en horas. La frecuencia se expresa en función del período de retorno (T) que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño, las curvas intensidad – duración – frecuencia son curvas que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno, tal como se muestra en la Figura 6



Figura, 6 curvas IDF

Fuente: (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2011).

En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la Intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración; en la Tabla 18 se muestran coeficientes de duración, entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad, cuando no se disponga de mejor información.

En la Tabla 19. Se determina el coeficiente de duración de lluvias entre 48 horas y una hora

Duración de la Precipitación en Horas	coeficiente
1	0,25
2	0,31
3	0,38
4	0,44
5	0,50
6	0,56
8	0,64
10	0,73
12	0,79
14	0,83
16	0,87
18	0,90
20	0,93
22	0,97
24	1,00
48	1,32

Fuente: Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito DG 2001

Se puede establecer como un procedimiento lo siguiente:

1. Seleccionar las lluvias mayores para diferentes tiempos de duración.
2. Ordenar de mayor a menor.
3. Asignar a cada valor ordenado una probabilidad empírica.
4. Calcular el tiempo de retorno de cada valor.
5. Graficar la curva intensidad-frecuencia-duración.

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Guevara, 1991) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación

máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0,25} \dots\dots\dots (24)$$

Donde:

Pd = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P24h = precipitación máxima en 24 horas (mm)

La intensidad se halla dividiendo la precipitación Pd entre la duración.

Las curvas de intensidad – duración - frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{KT^m}{t^n} \dots\dots\dots (25)$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = Factores característicos de la zona de estudio

T = Período de retorno en años

t = Duración de la precipitación equivalente al tiempo de Concentración (min)

Es una forma analítica propuesta por Aparicio (1997). Plantea la alternativa de obtener una ecuación que genere las curvas IDF a través de un modelo de regresión lineal, de modo de extrapolar la ecuación generada, a zonas que carezcan de registros pluviográficos y que se encuentren relativamente cerca.

Por lo que, se procede a analizar el comportamiento de las variables involucradas en este estudio, relacionado simultáneamente las tres variables en una familia de curvas, para lo cual se utiliza la ecuación (26) propuesta por Aparicio (1997), la cual ha sufrido una pequeña modificación.

Donde k, m y n son constantes de regresión lineal múltiple, donde T es el

periodo de retorno en años, T la duración en minutos u horas, e I la intensidad de precipitación en mm/hrs.

Luego, aplicando los logaritmos a la ecuación (26) propuesta se pretende llegar a la forma de un modelo de regresión lineal múltiple y cuyo modelo se expresa en la ecuación (28)

$$\log I = \log k + m \log T - n \log t \dots\dots\dots (26)$$

$$Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 \dots\dots\dots (27)$$

Dónde:

$$\left. \begin{array}{l} Y = \log I \quad a_0 = \log K \\ X_1 = \log T \quad a_1 = m \\ X_2 = \log t \quad a_2 = -n \end{array} \right\} \dots\dots\dots (28)$$

Deducido de la investigación de Frederick Bell (1969) que publicó un trabajo en el cual generalizaba las curvas intensidad – duración – frecuencia, a partir de datos recogidos principalmente en Estados Unidos. El argumento físico en que se apoyó es el hecho de que las lluvias extremas de menos de dos horas de duración se deben a tormentas de tipo convectivo, las cuales poseen características similares en todas las regiones del mundo.

2.4.3.1 Tiempo de concentración.

Es el tiempo requerido que una gota demora en recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración t_c . El tiempo de concentración real depende de muchos factores, la geometría en planta de la cuenca, su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc.

$$t_c = t_o + t_f \dots\dots\dots (29)$$

Donde:

to: tiempo de entrada, hasta alguna alcantarilla.

tf: tiempo de flujo en los alcantarillados hasta el punto de interés = $\sum L_i / V_i$.

Las ecuaciones para calcular el tiempo de concentración se muestran en la Tabla 19.

Tabla 20. Fórmula para el cálculo del tiempo de concentración

Método y fecha	Fórmula para t_c (minutos)	Observaciones
Kirpich (1940)	$t_c = 0.0194 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3a10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.

L= longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m.

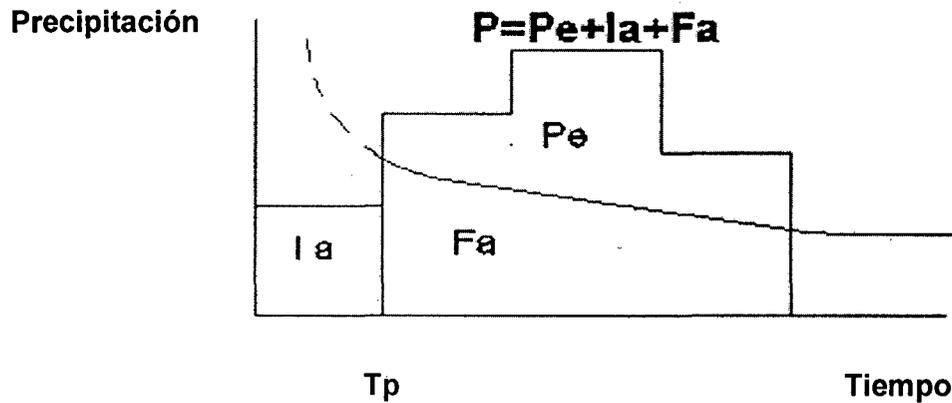
S= pendiente promedio de la cuenca, m/m.

Fuente: (Soil Conservation Service, 1972)

2.4.3.2 Método SCS para abstracciones.

El Soil Conservación Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial

máxima S. Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P - I_a$. Figura 7. Variables del método SCS.



Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow, 1994)

- I_a : Abstracción inicial.
- P_e : Exceso de precipitación.
- F_a : Abstracción continuada.

La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \dots\dots\dots (30)$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \dots\dots\dots (31)$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para P_e se encuentra:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \dots\dots\dots (32)$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS. Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica.

$I_a = 0,2S$

Con base a: $P_e = \frac{(P-0,2S)^2}{P+0,8S}$

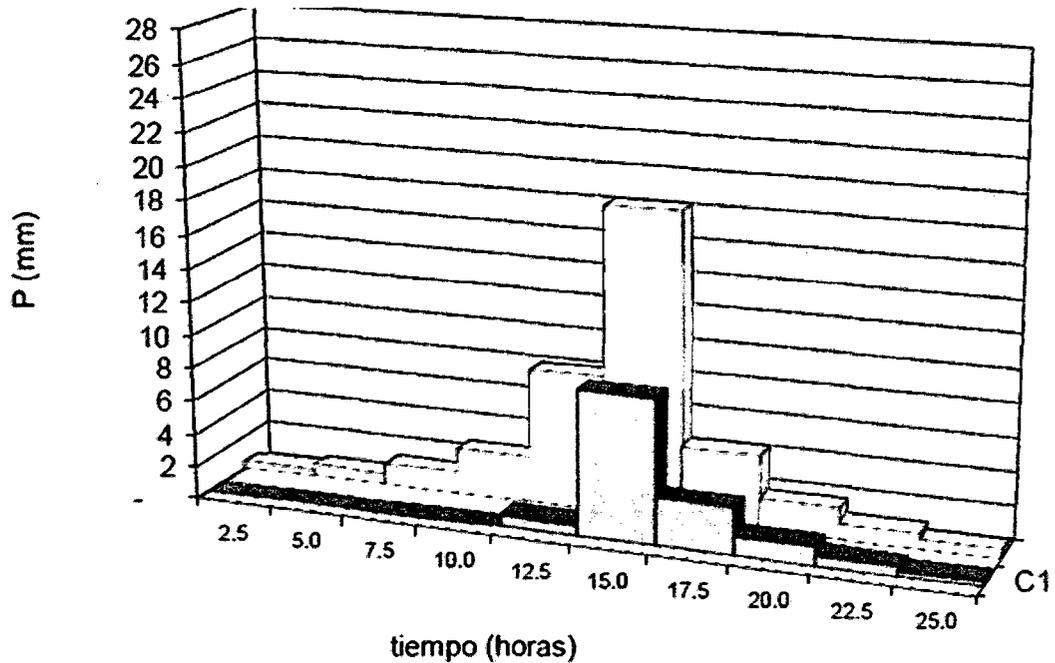


Figura 8. Ejemplo Hietograma de Precipitación efectiva
 Fuente: (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2011).

Como alternativa, y como valor referencial, el parámetro CN puede estimarse mediante el siguiente procedimiento:

Se define un número adimensional de curva CN, tal que $0 < CN < 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$; para superficies naturales $CN < 100$. El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \dots\dots\dots (33)$$

Donde S está en pulgadas.

Los números de curvas se aplican para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse

por:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10-0,058CN(II)} \dots\dots\dots (34)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10+0,13CN(II)} \dots\dots\dots (35)$$

Tabla 21. Clasificación de clases antecedentes de humedad (amc) para el método de abstracciones de lluvia del SCS

Grupo AMC (pulg)	Lluvia antecedente total de 5 días	
	estación inactiva	estación activa
I	menor que 0,5	menor que 1,4
II	0,5 a 1,1	1,4 a 2,1
III	sobre 1,1	sobre 2,1

Fuente: (Soil Conservation Service, 1972)

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: **Margas arcillosas**, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos. Los valores de CN para varios tipos de suelos de la tierra en estos tipos de suelos se muestran en la tabla para una cuenca de hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto.

En la tabla 22 representa el número de escorrentía para usos selectos de la

tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, Ia= 0,2s)

Tabla 22. Número de curvas de escorrentía usos selectos de tierra agrícola.

Descripción del uso de la tierra	Grupo Hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : Sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
Con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales: Condiciones pobres	68	79	86	89
Condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: tronco delgado, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
Cubierta buena ²	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, Cementerios, etc.				
Óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más				
	39	61	74	80
Condiciones aceptables cubiertas de pastos en el 50 al 75%				
	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeable)	89	92	94	95
Distritos Industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ .				
Tamaño promedio del lote porcentaje promedio impermeable ⁴				
1/8 acre o menos	65	77	85	90 92
1 /4 acre	38	61	75	83 87
1/3 acre	30	57	72	81 86
1/2 acre	25	54	70	80 85
1 acre	20	51	68	79 84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵		98	98	98 98

Calles y carreteras:	
Pavimento con cunetas y alcantarillados ⁵	98 98 98 98
Gravas	76 85 89 91
Tierra	72 82 87 89

Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow, 1994)

Hidrograma sintético triangular del SCS.

Con base en la revisión de un gran número de HU, el SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m³/s.cm.

El volumen generado por la separación de la lluvia en neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

El tiempo de recesión, tr, puede aproximarse a:

$$tr = 2,67Tp \dots\dots\dots(36)$$

Como el área bajo el HU debe ser igual a una escorrentía de 1 cm, puede demostrarse que:

$$q_p = \frac{2,08A}{Tp} \dots\dots\dots (37)$$

Dónde:

A : es el área de drenaje en Km²

Tp : es el tiempo de ocurrencia del pico en horas

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que

$$tp = 0,6tc \dots\dots\dots(38)$$

Donde:

tp: Tiempo de retardo (entre el centroide del hietograma y el pico de caudal)

tc: Tiempo de concentración de la cuenca

El tiempo de ocurrencia del pico, Tp, puede expresarse como:

$$Tp = \frac{D}{2} + tp \dots\dots\dots (39a)$$

Donde:

D: duración de la lluvia $D = \frac{2\sqrt{tc}}{2a}$ (39b)

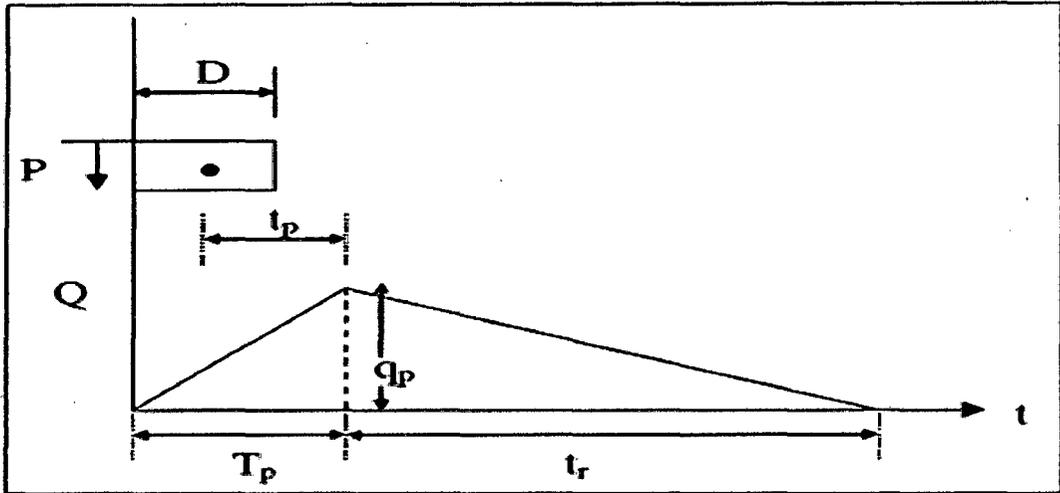


Figura 9. Hidrograma Unitario Triangular del SCS.

Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow, 1994)

Este método es muy usado en cuencas sin muchos datos hidrológicos.

También existe el método de Hidrograma Unitario de Snyder.

2.5 Definición de términos básicos.

a) Abrasión: Desgaste que sufre una superficie debido a las fuerzas de fricción que experimenta en el transcurso del tiempo.

b) Arriostre: Elemento estructural secundario instalado para proporcionar mayor rigidez y garantizar el trabajo en conjunto de los demás elementos principales de la superestructura.

c) Estación pluviométrica: Estación de registro y medición de la cantidad de precipitación en un lugar determinado. Manual de hidrología, hidráulica y drenaje, 2011.

d) Falso puente: Diseñado para proporcionar rigidez y resistencia suficiente para soportar todas las cargas impuestas y producir en la

estructura final la geometría y las formas indicadas en los planos. Manual de diseño de Puentes, 2007

e) Gálibo o altura libre: Es el espacio libre entre el nivel máximo del flujo de crecida y el nivel inferior del tablero del puente proyectado. Manual de hidrología, hidráulica y drenaje, 2011.

f) Losa de transición: Losa de acceso al puente construida en concreto reforzado. Tendrá un espesor mínimo de 0,20m estará ligada a la estructura o al estribo mediante articulaciones de concreto, sin conectores y apoyados al terraplén de acceso. Manual de diseño de Puentes, 2007.

g) Paso a desnivel: estructura construida para cruzar una vía existente. Es un conjunto de ramales que se proyecta para facilitar el paso de tránsito entre unas carreteras que se cruzan en niveles diferentes. Manual de diseño geométrico de carreteras, 2010.

h) Periodo de retorno: Es el tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico o precipitación, es igualado o superado una vez cada "t" años. (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2011).

i) Perfil de flujo: Es el que permite obtener el nivel alcanzado por el agua para el caudal de diseño. (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2011).

j) Pedestal: Son columnas de corta altura construidos sobre la viga cabezal de un bastión y pila, en los cuales se apoyan los elementos principales de la superestructura. En ocasiones los pedestales son de altura variable para genera el bombeo de la losa. (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2011).

k) Zampeado: Revestimiento rígido de hormigón ciclópeo (piedra y mortero) que se instala para proteger de la erosión los taludes o el cauce del río

3.2 Ubicación geográfica

La investigación se realizó en el puente Pakamuros y se ha tomado como referencia la ubicación geográfica en la aleta izquierda del puente aguas abajo determinándose los siguientes datos como se detalla en la tabla 23.

Tabla 23 ubicación geográfica.

Datum	:	WGS 84
Huso	:	M
Zona	:	17
Este	:	9368701.76
Norte	:	743297.37
Cota	:	726 msnm

3.3 Acceso a la zona de la investigación

El acceso a la Provincia es por la Panamericana Norte que viene desde la ciudad de Chiclayo y se intersecta con la carretera que viene del Norte de San Ignacio en el puente Pakamuros.

3.4 Tiempo de la investigación

La investigación fue realizada en la tercera Semana del mes de setiembre del 2014.

3.5 Materiales y equipos

Los materiales y equipos que se usaron en la investigación son los siguientes:

Esmalte, Tizas

Esclerómetro Soiltest INC.22055 LEEST.

Teodolito digital marca Leica, modelo TS06

02 prismas.

Nivel marca Pentax, modelo AP-281, serie 204620

Trípode de aluminio marca Leica.

Trípode de aluminio Pentax.

01 miras de madera.

Cámara fotográfica marca Kodak, AF 3x.

Wincha de 50m marca Stanley, de plástico
Wincha de 5 m marca Stanley, de aluminio

3.6 Diseño metodológico.

Descripción del puente Pakamuros. Se encuentra conformado por tres puentes, un puente antiguo y dos puentes nuevos, los cuales han sido ampliados tanto aguas arriba como aguas abajo del puente antiguo en el año 2013. En la investigación se consideró como un solo puente, denominando para la evaluación a las vigas longitudinales tales como viga (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7,8) en la dirección del cauce de tal manera que las vigas del puente quedaron conformadas de la siguiente manera como se muestra en la figura12.

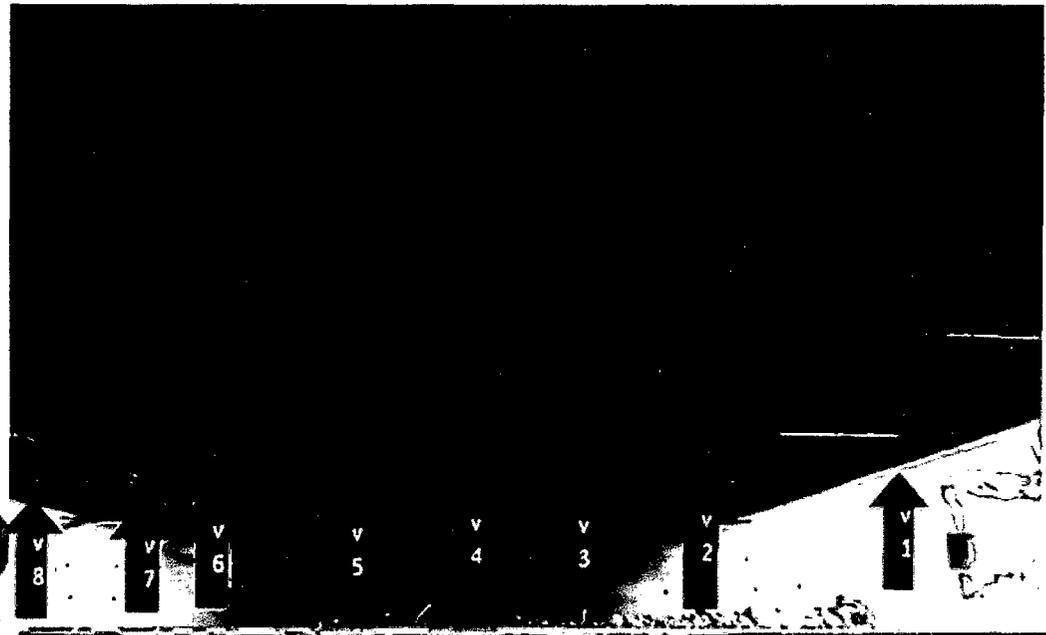


Figura 12. Se muestra el estribo derecho y la denominación de las vigas longitudinales.

Conformación de los puentes

Puente nuevo.

La subestructura: está conformada por una zapata continua y estribo en voladizo.

La superestructura: conformada por 2 vigas longitudinales, 5 vigas diafragmas, losa, vereda, parapeto, baranda, un ancho de calzada de 3,60m y ancho de vereda 1,80m

Puente antiguo

La subestructura: conformada por una zapata continua y estribo en pórtico.

La superestructura: conformada por 4 vigas longitudinales, 6 vigas diafragmas, losa, una capa de asfalto y un ancho de la calzada de 7,20m

Puente nuevo

La subestructura: conformada por una zapata continua y estribo en voladizo.

La superestructura: conformada por 2 vigas longitudinales, 5 vigas diafragmas, losa, vereda, parapeto, baranda, una calzada de 3,60 m y un ancho de vereda 1,80m

Luego de realizar la evaluación al Puente Pakamuros se determinó que la estructura presentaba varios tipos de deterioros por lo que se citan los siguientes:

- a. Baches en la losa
- b. Descascaramiento en losa.
- c. Grietas en una dirección en vigas longitudinal.
- d. Grietas en dos direcciones en vigas longitudinales.
- e. Deterioro por descascaramiento en la viga.
- f. Deformación del parapeto de la baranda.
- g. Deflexión en las vigas.
- h. Corrosión de acero
- i. Erosión en estribo derecho.

Posteriormente se determinó la resistencia del concreto, utilizando el Esclerómetro (prueba no destructiva).

Se tuvo que determinar la profundidad de socavación en los estribos del puente Pakamuros para la cual se buscó las precipitaciones máximas en

24 horas para poder determinar el caudal máximo, considerando para el diseño un tiempo de retorno de 500 años para la máxima avenida, se buscó la carta nacional y se delimitó el área de la cuenca del Río Amojú según las curvas a nivel. Teniendo en cuenta el eje central del puente Pakamuros. Se buscó información pluviométrica de las precipitaciones máximas en 24 horas de estaciones ubicadas en la cuenca de Río Amojú.

Según la página principal del SENAMHI se encontró que existe una estación pluviométrica ubicada dentro de la cuenca del Río Amojú denominada estación Jaén. De Lat.:05°40'36" "S", Long.: 78°46'27" "W" y Alt.: 654 msnm; de la cual se pudo obtener información desde el año 2004, 2007, para completar los datos de la estación Jaén de los años 1984, 1988 se recopilaron los datos de la estación Shumba Alta de Lat.: 05°28' "S", Long.: 78°47' "W" y Alt.: 760 msnm, también para los años 1970,1974.

Con las de precipitación máxima en 24 horas (mm) obtenidas de la estación Sallique de Lat.: 5°39' "S", Long.: 79°19' "W" y Alt.: 1750 msnm, se obtuvieron las precipitaciones para los años 1989, 2006. También se obtuvieron datos de los años 1989 y 1990; de la estación de Chontali.

Se tiene información de precipitación máxima en 24 horas (mm) de la estación Chontalí de Lat.: 5°38' "S", Long.: 79°5' "W" y Alt.: 1627 msnm de los años 1991, 2009. Anteriormente se describiendo los datos para nuestro análisis.

Se tiene precipitaciones recopiladas desde los años 1984 – 2009, de los cuales estuvo representada por la Estación Jaén. Con datos de la estación Shumba Alta de los años 1970, 1974 para los años de 1984, 1988; datos de la Estación Sallique, para los años 1989 y 1990; se recopilaron datos la misma Estación Jaén, para los años 2004, 2008 (teniéndose tomó como referencia para el año 2008 los datos hasta el mes de agosto), también se recopilaron datos de la Estación Chontalí del

años 2008, 2009 (del año 2009 se obtuvieron datos desde el mes de setiembre. Con las estaciones de Chontalí y Sallique se completaron los datos faltantes.

Usando la estadística para las precipitaciones de los datos faltantes para los años 1991, 2003, basándose en el criterio planteado en manual de hidrología y drenaje. Sustentada que si se tiene una estación pluviométrica de otra cuenca que presenta las mismas características topográficas y climatológicas y semejantes al del área en estudio. También se puede recopilaron datos directamente de las Estaciones Shumba Alta, Sallique y Chontalí; las cuales tienen características topográficas y climatológicas semejantes a la cuenca del Río Amojú.

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. Como se describe anteriormente se cuenta con 26 años de registro de información pluviométrica de precipitación máxima en 24 horas.

Como contábamos con la información pluviométrica desde el año 1984 – 2009 de las precipitaciones máximas en 24 horas de cada mes, se procedió a sacar la precipitación máxima de cada año. Seguidamente se realizó el análisis estadístico de los datos hidrológicos obtenidos (precipitaciones máximas en 24 horas – máximas de cada año, según tabla 1 del anexo) con las siguientes funciones de distribución de probabilidad teóricas recomendadas por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje:

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

Se trabajó con las cuatro funciones anteriores (más utilizadas en los estudios), también se tomó en cuenta que las cuatro funciones siguientes

son recomendables e utilizadas.

- h) Distribución Log. Gumbel
- d) Distribución Gamma 2 parámetros
- e) Distribución Gamma 3 parámetros
- f) Distribución Log. Pearson tipo III

Luego se realizó la prueba de bondad de Ajuste con la teoría estadística de Kolmogorov – Smirnov; dicho método sirve para comprobar la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste de esta manera por criterio se eligió la distribución de Gumbel; obteniendo mediante un proceso estadístico las precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 2, 5, 10, 20, 30, 50, 100 y 500 años; dichas precipitaciones me sirvieron para construir las curvas IDF mediante el Modelo Frederick Bell (1969), para duraciones de 5, 10, 20, 30,...y 120 minutos y los diferentes Periodos de Retorno.

Luego se hallaron las precipitaciones efectivas mediante el método SCS para Abstracciones del Soil Conservation Service (1972), para lo cual se tuvo que determinar el valor respectivo del CN (número adimensional de curva o curva número), correspondiente a la cuenca del Río Amojú delimitada, Según Tabla 22, el número de curva se aplicó para condiciones normales (AMC II) porque no se puede saber el momento en que pueda ocurrir dicho fenómeno, porque el clima en esta zona es variado, luego se determinó el parámetro S para luego determinar (CN) con ayuda de la Tabla 22.

Después se realizó la estimación del caudal por el método de Hidrograma Unitario Sintético triangular SCS; para esto se necesitó el tiempo de concentración de la cuenca en horas (t_c) el cual se determinó mediante la Ec. de Kirpich (1940) Tabla 20, la duración de la lluvia neta en horas (D) y el área de la cuenca en Km² (A), el cual se estima mediante la delimitación de la cuenca; consecuentemente se calcula el tiempo de recesión (t_r) y finalmente se calcula el tiempo de ocurrencia del pico (T_p) con todos estos datos se realizó la gráfica del Hidrograma Unitario Triangular del SCS.

Teniendo de esta manera el caudal de diseño, se hizo un diagnóstico y encontramos que el material era similar respecto a su granulometría, pues tenemos una pendiente del tramo de 3.4%; es por esta razón que escogí una muestra representativa, donde tenemos un suelo granular con un diámetro medio de 125mm, también se observó la presencia de bolonería de 3"-6", 6"-9", 9"-12" y mayor a 12".

Se determinó el valor de las variables necesarias para el cálculo de la socavación tal como el ancho efectivo de la superficie del agua, la velocidad media de la sección en m/seg. (V_m); el coeficiente que depende de la frecuencia del valor de z que es el exponente variable que depende del diámetro medio del material; tirante a cuya profundidad se desea conocer qué valor de Be se requiere para arrastrar y levantar al material (H_o en m)

Finalmente se estima la erosión local, se utiliza los siguientes parámetros: coeficiente de corrección K_θ , coeficiente de corrección K_m y coeficiente de corrección K_Q , los cuales se estiman con las características hidrológicas, topográficas con ayuda de las tablas 15, 16 y 17 respectivamente y finalmente se estima la socavación local.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 Grado de daño de la estructura.

Después de realizar el diagnóstico, del grado de deterioro del puente Pakamuros se determinó que el puente Pakamuros presentaba los siguientes daños.

La losa del puente Pakamuros representa daños por grietas, por baches y descascaramiento en la losa la que representa un grado de daño 3 tomado del mayor de los daños tal como se muestra en la figura 13.

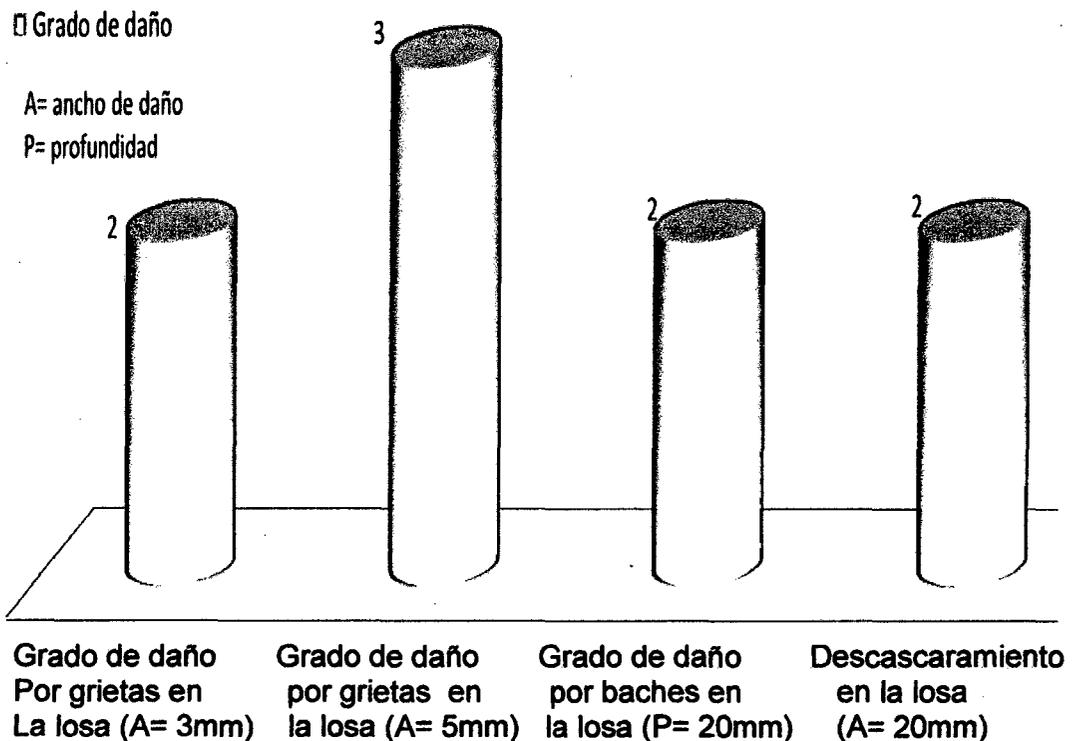


Figura 13: Grado de daño en la losa del puente.

Los daños que presentan las vigas longitudinales del puente son por grietas en una dirección, en dos direcciones, descascaramiento de la viga 1 y descascaramiento de la viga del estribo derecho. Representando grado daños (2, 3,5), como se denota en la figura 14.

- Grado de daños (2, 3,5)

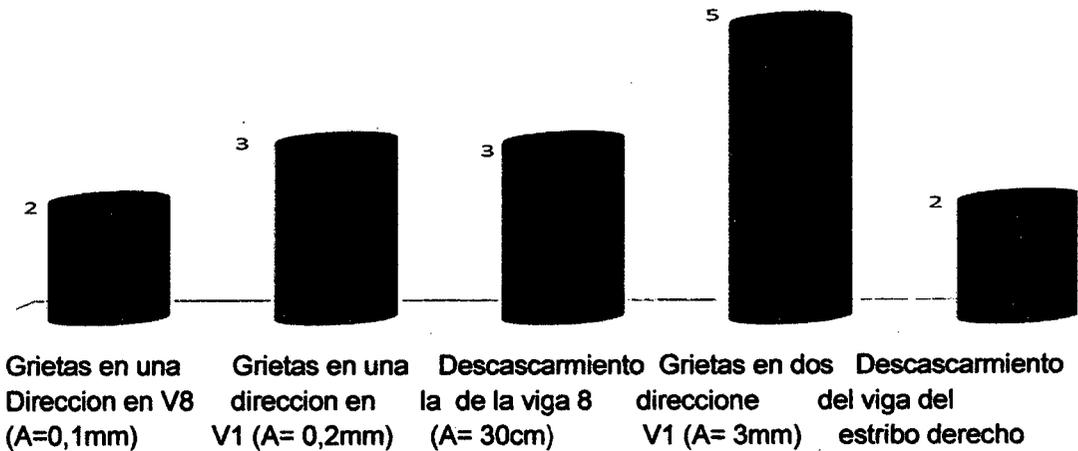


Figura 14. Daños que presenta las vigas del puente.

En la figura 15 se visualiza las deflexiones que presenta el puente Pakamuros, se determinó la deflexión existente tomando datos con el nivel, al parapeto de la baranda, vereda y viga 8.

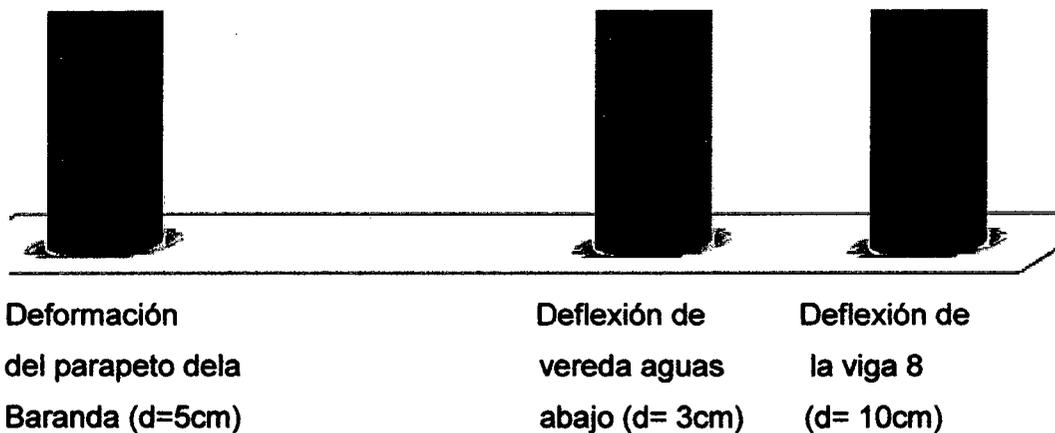


Figura 15. Deflexiones del puente Pakamuros.

Para poder determinar el grado de deterioro y el nivel de severidad que presenta el puente Pakamuros se comparó con lo referente al marco teórico tal como se detalla para cada caso.

Baches en la losa, la cual presenta baches con una longitud promedio de 30 mm y un ancho promedio de 20 mm con una profundidad promedio de 20mm tal como se visualiza en la figura 16. El grado de daño que representan los baches en la losa del puente, se le consideró de grado 3. Según tabla 4, la profundidad de los baches que presenta la losa del puente Pakamuros se encuentra en el rango de 20,00mm a 50,00mm por lo que según tabla 4 se clasificara como un grado de daño 3 y se considera con un nivel de severidad media.

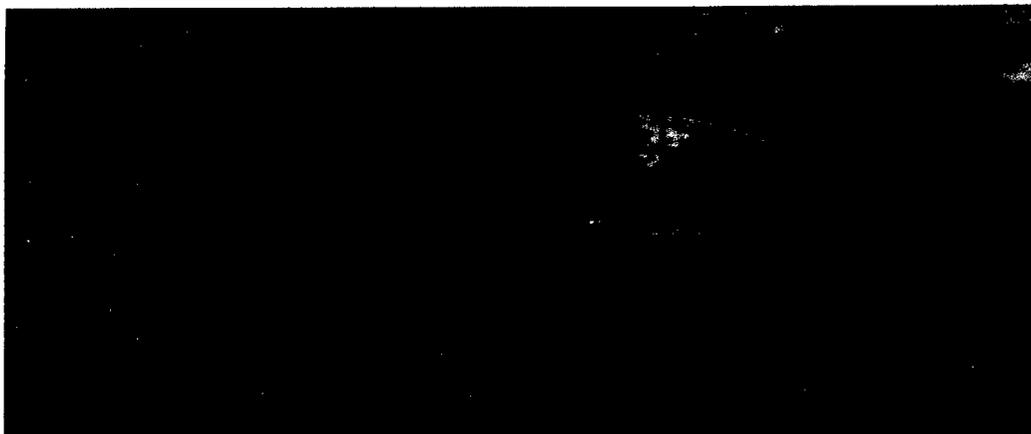


Figura: 16 Baches en la losa del puente.

El grado de daño por descascaramiento en la superficie de concreto se observa principios de descascaramiento en la losas del puente antiguo y nuevo con un ancho promedio 20,00cm y una longitud promedio de 40cm tal como se muestra en la tabla 24 y en la figura 27 del anexo, entonces el grado de daño que presenta la superficie es de grado 2.

Según tabla 6, clasifica al principio de descascaramiento con un grado de daño 2.

Tabla 24. Daño por descascaramiento

Grado del daño	Descripción	Largo	Ancho	Diámetro	Cantidad
2	La profundidad del bache esta entre 20.0 y 50.0 mm	30 mm	20mm	-	8
3	La profundidad del bache es mayor que 50.0 mm	-	-	-	-

Deformación del Parapetos de la baranda presenta una deflexión de 5 cm en el centro del Puente nuevo aguas abajo analizándolo con respecto a la tabla 5, la cual lo clasifica con un grado de daño 3 y se encuentra entre de la deformación de 5,0 y 10,0 cm con respecto al original. Las barandas metálicas tanto las del lado derecho como izquierdo del puente se encuentran en un buen estado. La deflexión que presenta el parapeto, vereda, vigas ha sido a causa del asentamiento del falso puente como se denota en la figura 17

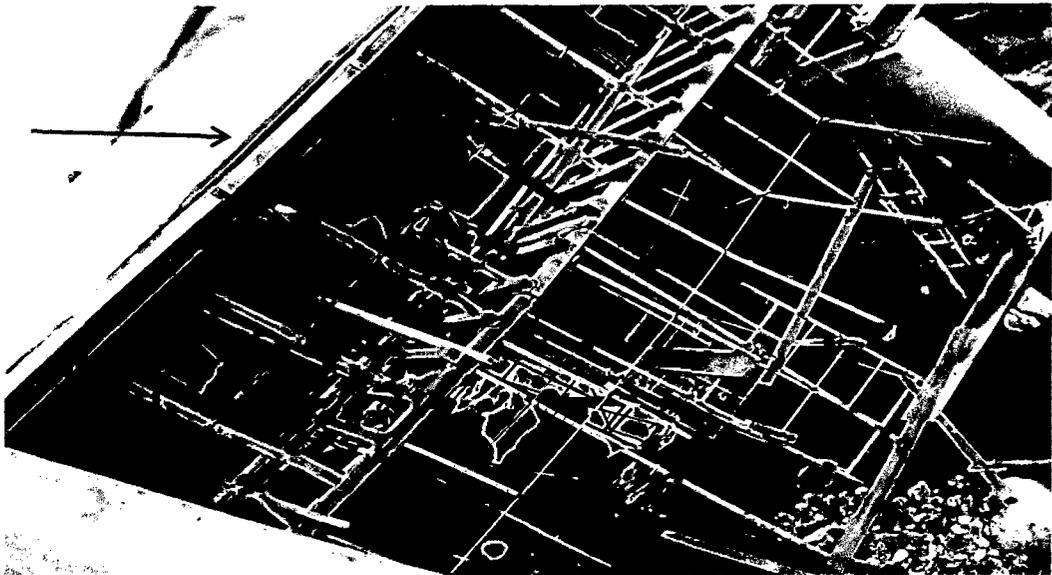


Figura: 17 Se visualiza la deflexión del parapeto de la baranda, deflexión de la V8, y el pandeo del falso puente,

La viga 8 presenta deflexión de 10 cm en el centro de la viga longitudinal, dado así que según el plano del puente Pakamuros debería tener una contraflecha 147mm ver plano1 anexo, la deflexión de la viga se muestra en la figura (32a, 32b) del anexo la cual ha sido producida por el aumento del cauce por lo que afectó al falso puente y deflactándose las vigas longitudinales cuando la superestructura se encontraba en su proceso de fraguado para alcanzar la resistencia mínima de 28 días con $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, también afectando al puente aguas arriba cuando estaba encofrando listo para ser llenado, como se muestra en la figura 28 del anexo.

Los daño por grietas en una dirección y en dos direcciones en la vigas de concreto del puente nuevo aguas arriba se tiene que la viga 1 presenta grietas en una dirección con un ancho mayor a 0,2mm en un intervalo de 1,0 y 0,5m y grietas en dos direcciones un ancho mayor de 0,2 mm en un intervalo de 50cm. se clasifica con un grado de daño 4 tal como se visualiza en la Figura 18.



Figura: 18. Viga 1 Grietas en una dirección y dos direcciones.

Grado daño por corrosión del acero en la figura 19, se visualiza la viga 1 longitudinal, se representa el acero que se encuentra expuesto a la intemperie en una longitud de 2,00 m, descascaramiento.

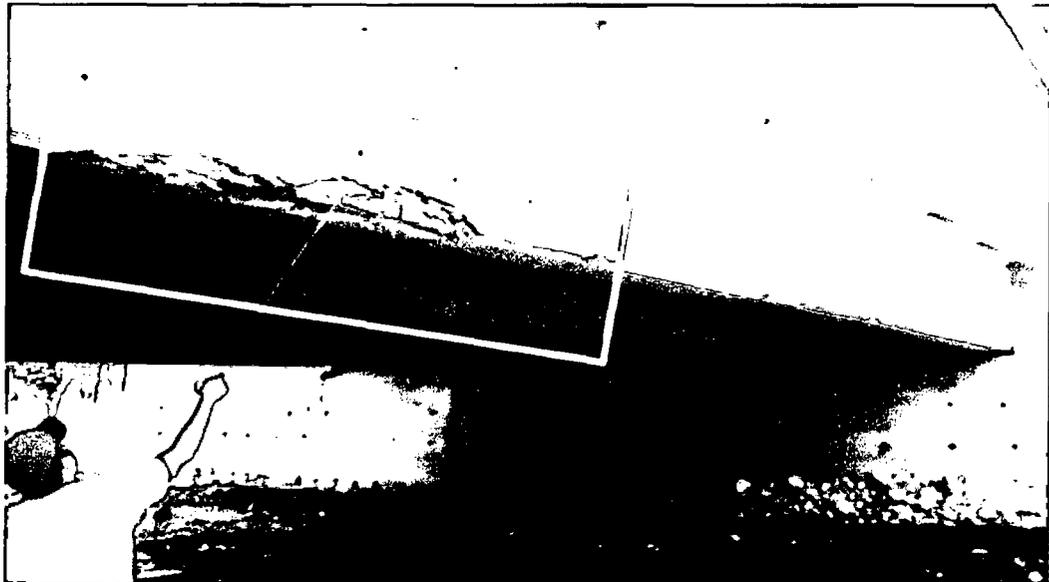


Figura: 19 Se visualiza acero expuesto a la intemperie v1.

El estribo derecho del puente antiguo, presenta corrosión en el acero en la viga tal como se visualiza en la figura 29 del anexo, existe una socavación de 40cm en una longitud de 5 m tal como se visualiza en la figura 30 del anexo.

El estribo izquierdo presenta colmatación de sedimentos transportado por el cauce tal como se visualiza en la figura 20.

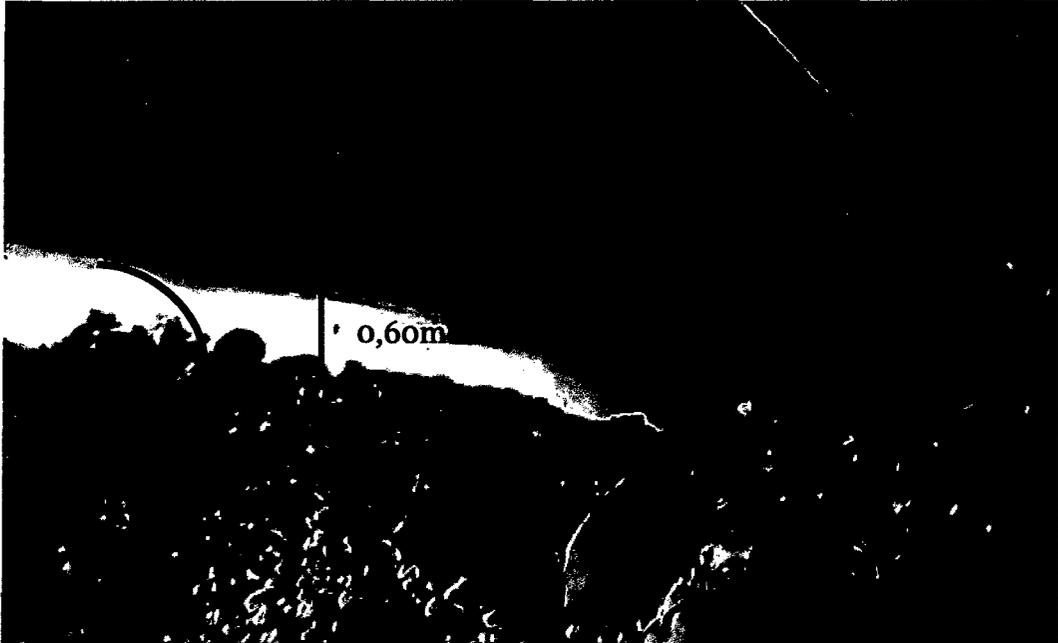


Figura: 20 se visualiza colmatación de sedimentos en el estribo izquierdo del puente Pakamuros.

4.2 Determinación de la resistencia del concreto.

Seguidamente determino la resistencia del concreto de toda la estructura del puente Pakamuros, determinándola con una prueba no destructiva utilizando el esclerómetro, realizando a las siguientes componentes.

El estribo derecho, la cajuela del estribo izquierdo, las vigas longitudinales, las vigas diafragma, el parapeto, la vereda y la loza del puente tal como se visualiza en la tabla 25.

Tabla 25 resistencia del concreto usando el esclerómetro.

Resistencia F'c	
Componente	kg/cm2)
E1 Pn (Izq)	228
E1 Pn (Izq)/cajuela	263
E2 Pa (Columna) izquierdo	236
E2 Pa (Viga) izquierdo	301
E2 Pa (Cajuela) izquierdo	341
E3 Pn (Izq)	228
V1 (long)	263
V2	269
V3	219
V4	254
V5	245
V6	232
V7	219
V8	219
Vd aguas abajo	193
Losa P (nuevo) A.arriba	220
Losa P (antiguo)	263
Losa P (nuevo)	219
Vd Aguas arriba	180
E1 Pn (Der)	263
E2 Pa (Columna) Derecho	228
E2 Pa (Viga) Derecho	294
E2 Pa (Cajuela) Derecho	333
E3 Pn (Der)	228
Parapeto A. abajo	190
parapeto A.arriba	200

Obteniéndose la resistencia del concreto de todas las componentes del puente Pakamuros tal como se detalla en la figura 21 y se denota en la tabla 2 del anexo.

- Resistencia en Kg/cm²

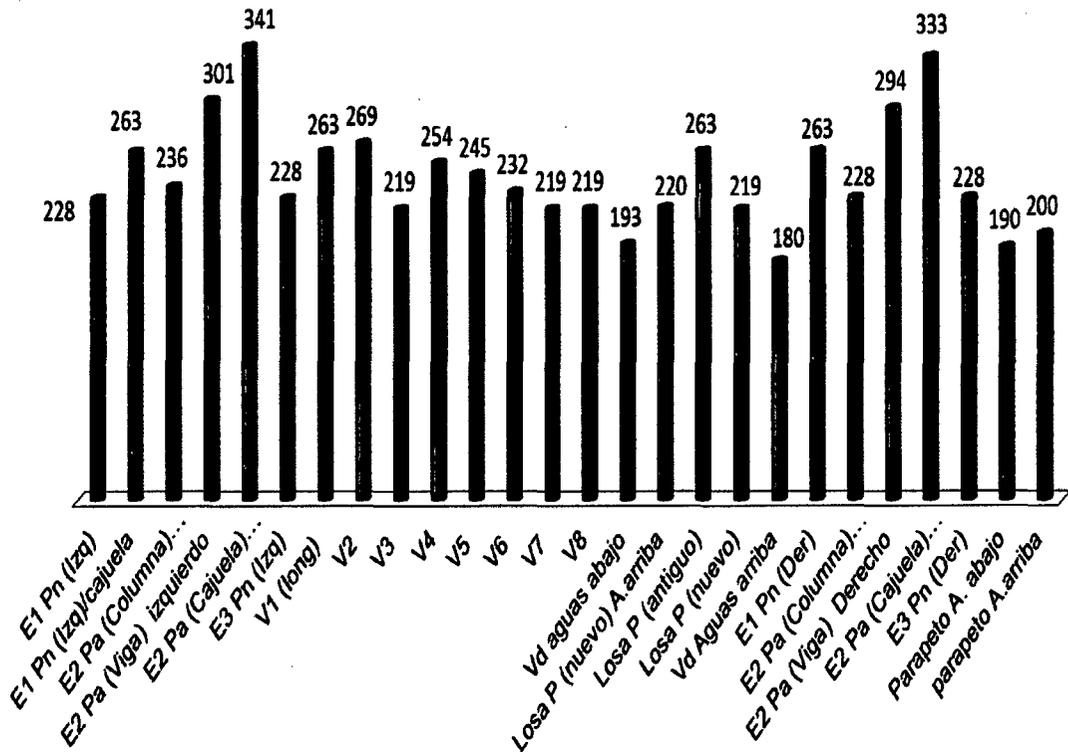


Figura: 21 Resistencia de las diferentes componentes del puente Pakamuros.

Obtenidas todas las resistencias de las diferentes componentes del puente Pakamuros las cuales supera ($f'c$ 210 kg/cm²) especificados en el expediente técnico.

Se analizó los resultados de la prueba de esclerómetro con la resistencia mínima especificada en el expediente técnico de la obra "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE TRANSITABILIDAD DE LA AV. PAKAMUROS ENTRE EL RÍO AMOJU Y EL JIRÓN RIO CUNIA DE LA CIUDAD DE JAÉN", definida en el folio 0575 de la componente puentes de dicha obra, la cual especifica una resistencia mínima ($f'c$ 210 kg/cm²) con respecto a la elevación de

estribos y la superestructura, tal como se aprecia en el anexo documentos1.

Se comparo con el ensayo de resistencia a la compresión de los testigos ejecutada por el laboratorio MAGMA tal como se determina en el documento 2.(a,b,c,d,e,f) del anexo los datos obtenidos con el esclerómetro supera a la resistencia mínima planteada en el expediente técnico y tiene relación con los resultados obtenidos de la resistencia a la compresión de los probetas de los resultados emitidos por el laboratorio Magma Servicios Generales De ingeniería SAC. De fecha noviembre del 2013.

Con lo que se comprueba que la resistencia del concreto del puente Pakamuros se encuentra dentro del rango permisible de acuerdo a lo mencionado en el expediente técnico y con resultados de las pruebas de compresión.

Seguidamente se estimó la profundidad de socavación para un tiempo de retorno de 500 años, para lo cual se realizó el estudio hidrológico e hidráulico del tramo en estudio, delimitando su cuenca del Río Amojú; siendo necesario algunos estudios adicionales tales como (topografía y de suelos) .La profundidad del fondo de la cimentación de la zapata es de 2.00m tal como se visualiza la figura 31Anexos; hemos descrito anteriormente los daños que presenta la estructura del puente y la socavación de .40m (figura 30 del anexo) lo cual es un peligro ya que la zapata tiene un peralte de 1m la cual presenta un grado de daño 2.

4.3 Estimación de la socavación para un tiempo de retorno de 500 años.

Para estimar la socavación se realizó el estudio hidrológico, seguidamente el estudio hidráulico; el estudio hidrológico nos sirvió para estimar el caudal máximo probable para un tiempo de retorno de 500 años. Para el estudio hidrológico se obtuvieron los siguientes datos.

4.4 Estimación del tiempo de retorno

Según: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC, 2011 estimamos un Tiempo de Retorno de 500 años para el cálculo de la socavación con 22% el riesgo admisible y una vida útil de la estructura de 100 años, datos reemplazados en la siguiente ecuación.

$0,22 = 1 - \left[(1 - 1/T) \right]^{100} = 402.97$ años y se asume lo que especifica el manual.

El tiempo de retorno está en función al riesgo admisible de falla y la vida útil de la estructura; 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.

4.5 Estimación del tiempo de concentración

Según Tabla 20. Se muestran la fórmula para hallar el tiempo de concentración, para lo cual se ha utilizado la ecuación de Kirpich ((California Culverts (1942)), estimando un tiempo de concentración de 2,17 horas con una longitud de curso de agua más largo de 25020 m y una diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida de 1825 m.

$$T_c = 0,0195(25020^3/1825)^{0,385} = 130,2\text{min} = 2,17 \text{ horas}$$

El tiempo de concentración para esta ecuación está en función de la longitud de curso de agua y su pendiente; en sí el tiempo de concentración está en función de muchas características físicas, tipo de suelo, pendiente, vegetación, es el tiempo etc.

4.6 Precipitaciones máximas en 24 horas.

Observamos las precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Jaén completados en forma estadística con datos de las estaciones Shumba Alta, Sallique y Chontalí, también se observa las precipitaciones máximas de cada año en la última columna, para trabajar con dichas estaciones se tuvo previamente que delimitar la cuenca teniendo un área estimada de 159.42 km² y una longitud de cauce de 25.02 km.

En la figura 22 se denota la precipitación máxima en 24 horas de la estación de Jaén desde los años 1984 hasta el 2009.

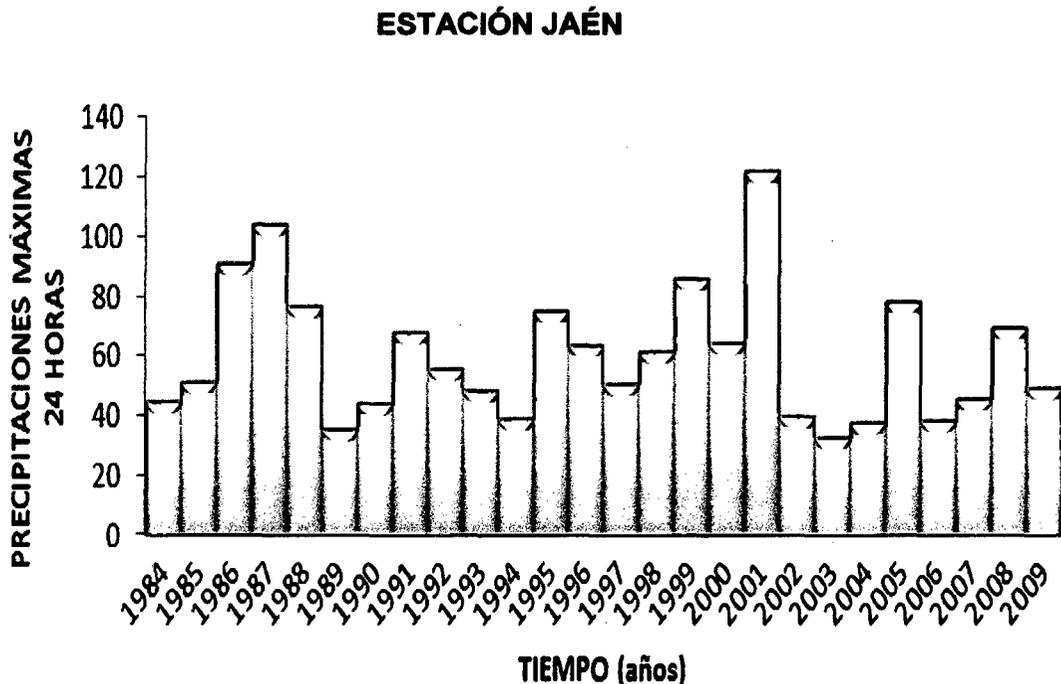


Figura 22. Datos de Precipitaciones máximas de 24h de los 26 años

Se realizó el análisis estadístico de los datos hidrológicos obtenidos de las (precipitaciones máximas en 24 horas – máximo de cada año ordenadas de manera descendente), con las siguientes funciones de distribución de probabilidad recomendadas por el manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC: Distribución Normal, Distribución Log. Normal 2 parámetros, Distribución Normal 3 parámetros, Distribución Gumbel; sustentado mediante la prueba de bondad de ajuste con la teoría estadística de Kolmogorov – Smimov.

Como se puede observar las tablas 28 del anexo las funciones son aceptadas, pero por criterio se escogió la Distribución Gumbel para estimar luego el caudal.

4.7 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de retorno

Se observa las precipitaciones máximas para diferentes tiempos de retorno, según la Distribución Gumbel para el estudio de la socavación es de un periodo de retorno de 500 años se tiene una precipitación máxima 167.66mm

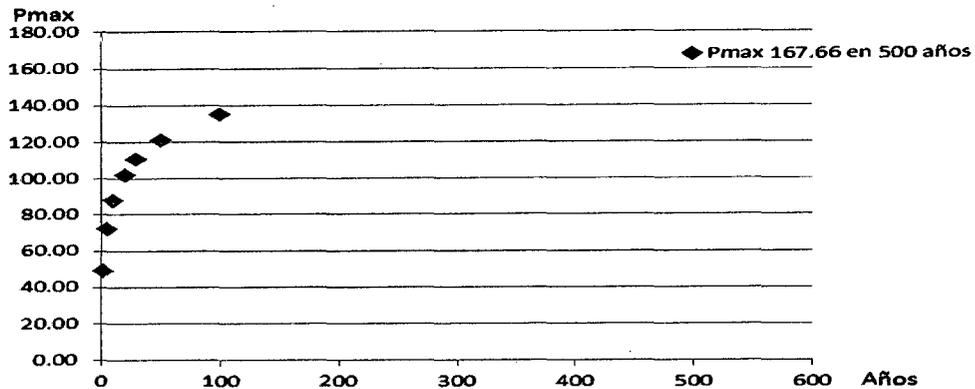


Figura: 23. Precipitaciones máximas para un tiempo de retorno de 500 años.

4.8 Construcción de curvas IDF

A partir de las precipitaciones máximas diarias para los diferentes tiempos de retorno según tabla 29 del anexo. se obtuvieron las lluvias máximas, Mediante el Modelo Frederick Bell (1969) para duraciones de 5, 10, 20, 30, y 120 minutos, se aplicó la Ec. 24, reemplazando datos tenemos por ejemplo para $T=100$ años y $t=5$ min, $p_T^t = (0,21 \ln(100) + 0,52) (0,54 (5)^{0,25} - 0,50)$ $87,3/4,04 = 9,9$; y así sucesivamente, como se muestra en la figura 24.

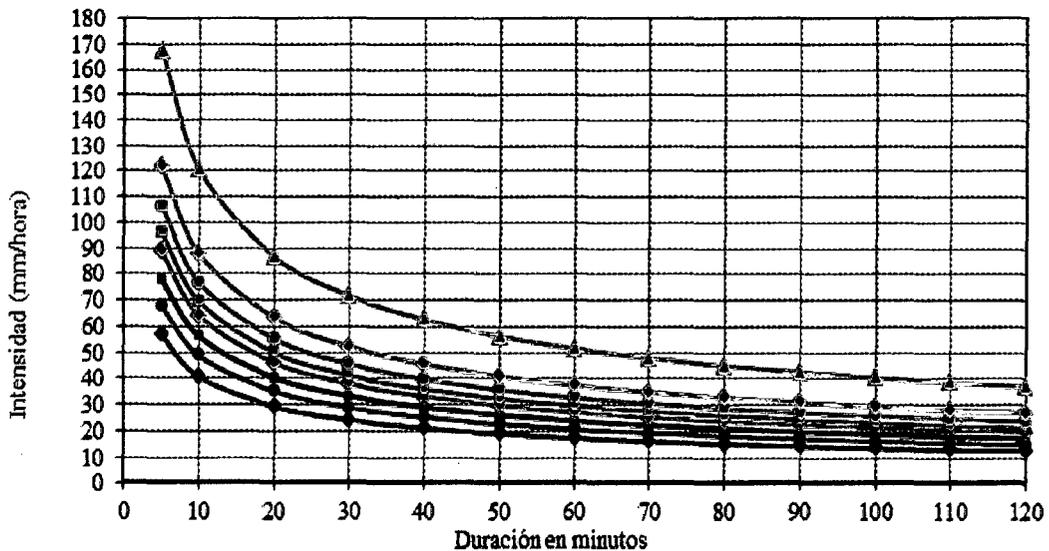


Figura: 24. Curva Intensidad Duración Frecuencia – Estación Jaén.

4.9 Estimación del caudal de diseño

Para la estimación del caudal de diseño se utilizaron variables tales como la longitud del cauce más largo, pendiente del mismo, área de la cuenca para construir el Hidrograma sintético triangular del SCS y finalmente realizar un procedimiento de conbulación.

Hallamos la duración, reemplazando datos $D = (2\sqrt{2.17}) = 2,95$ horas.

Con ecuación 35 hallamos el tiempo de ocurrencia del pico, reemplazando

$$\text{datos } T_p = \frac{2,95}{2} + 0,6 (2,17) = 2,775$$

Hallamos el tiempo de recesión, reemplazando datos $t_r = 2,67 (2,77) = 7,41$ horas

Con la fórmula 34 hallamos el caudal punta, reemplazando datos:

$$q_p = 2,08(131,52)/2,77 = 98,60 \text{ m}^3/\text{seg}$$

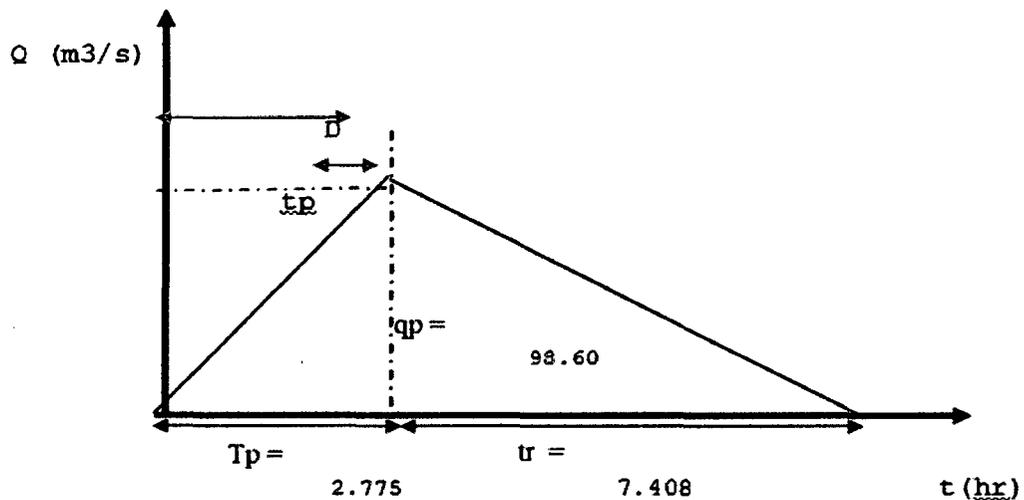


Figura: 25. Hidrograma sintético triangular del SCS

En la figura 27 se observa el tiempo punta (T_p), el tiempo de recesión (t_r), duración de la lluvia (D), el caudal punta (q_p), tiempo de retardo (t_p); en este HU el tiempo está dado en horas y el caudal en m^3/s ; existen muchos Hidrogramas sintéticos uno de los más utilizados este método y su finalidad

es representar o simular un hidrograma representativo del fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico para diseñar y finalmente mediante el proceso de conbulación hallamos el caudal máximo de $420 \text{ m}^3/\text{s}$. para un Tr de 500.

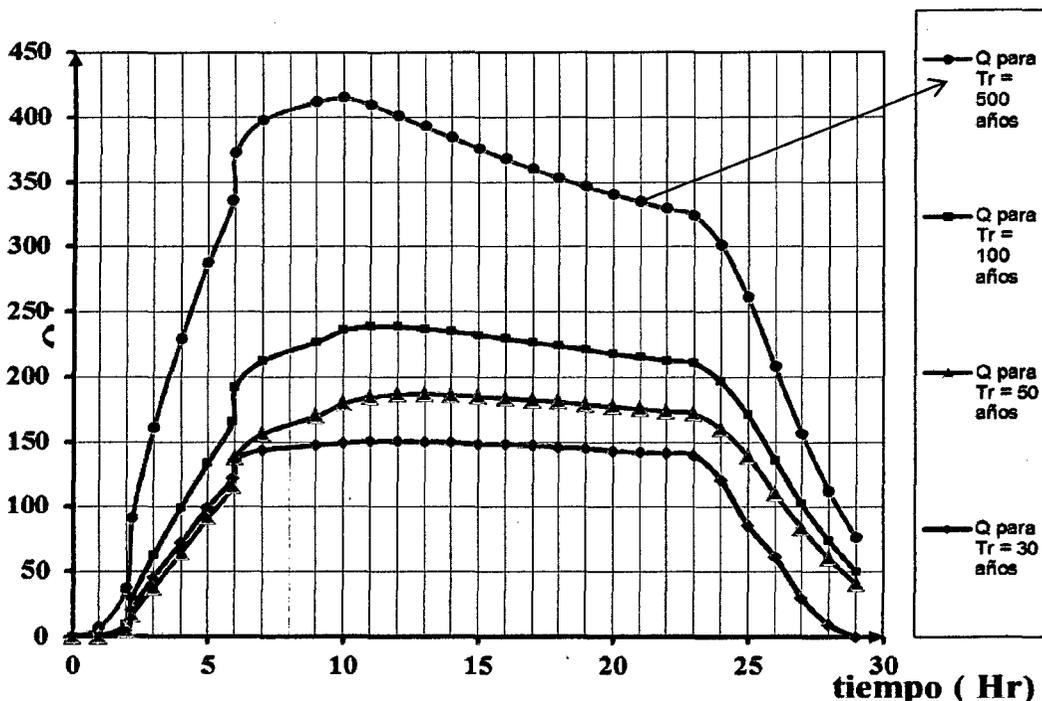


Figura: 26 Caudal de diseño para un tiempo de retorno de 500 años.

4.10 Estimación de la socavación

Para la estimación de la socavación se tuvo en cuenta el caudal, ancho efectivo de la superficie, tirante antes de la erosión, velocidad media de la sección, pendiente, Diámetro medio, pendiente, peso específico de la muestra agua sedimento, inclinación de los muros y otros datos tal y como se explicó en el proceso metodológico, tanto para la socavación general y local pues la suma de ambos es la socavación total.

4.11 Cálculo de la socavación general.

H_s = profundidad de socavación (m)

Q_d = caudal de diseño 420 m^3/seg

Be = ancho efectivo de la superficie de agua	24,00	m	
Ho = tirante antes de la erosión	3,30	m	
Vm = velocidad media en la sección	5,0	m/seg	
μ = coeficiente de contracción. Ver	0,99		
dm = diámetro medio	125,00	mm	
x = exponente variable.	0,273		
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño	500,00	años	
β = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño.	0,97		
A = área de la sección hidráulica	79,2	m ²	
Hm = profundidad media de la sección	2,8	m	
α =	3,116		$\alpha = Qd / (m \times Hm^{(5/3)} \times Be$
γ_m = Peso específico de la muestra agua sedimento	1,100	gr/cm ³	
ϕ = Factor de corrección por efecto de peso específico del agua durante la creciente	1,126		$\phi = -0.54 + 1,516gm$

$$H_s = \left(\frac{3,116(2,8)^{5/3}}{0,68(0,97)(1,126)(125 \wedge 0,28)} \right)^{\frac{1}{1+0,273}} = 4,01$$

La profundidad de socavación respecto al cauce es = 4,01- 2,8 = 1,21m

Por lo anteriormente descrito se llega a determinar que para un tiempo de retorno de 500 años, el caudal que pasaría es de 420 m³/seg el cual es razonable estimar una socavación de 1,21m, puesto que se está considerando un diámetro medio de 5" (125mm), el cual se ha estimado en campo, en un metro cúbico de material. Se debe tener en cuenta que este río tiene gran cantidad de bolonería y roca de hasta 2m de diámetro, se observa en la fotos 8 del anexo, el 30% – 35% son arenas y gravas < 3", de

17% - 25% son piedras de 3" - 6", de 7% -15% son piedras de 9" - 12" y mayor 12" un 20% aproximadamente; por esta razón se ha considerado un diámetro medio de 5". Se sabe que mientras más grande sea el diámetro medio la socavación será menor.

Comparando el caudal de diseño con el estudio de realizado por castro (2013) el cual determina un caudal de $238,70\text{m}^3/\text{seg}$ para un tiempo de retorno de 100 años.

Seguidamente se determinó el volumen de sedimentación que se encuentra acumulado en el estribo izquierdo del puente el cual se encuentra acumulado de la siguiente manera, E1 izquierdo del puente nuevo con un ancho de 4m con una longitud de 7m y una altura de 1.90m, en el E2 izquierdo del puente antigua con un ancho de 1.2m una longitud de 7m u una altura de 1,90m representando un volumen total de $69,16\text{m}^3$.

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.0 Conclusiones.

El nivel de deterioro que presenta el puente Pakamuros de la ciudad de Jaén, es de grado 3 y se considera con un nivel de severidad media.

Los tipos de deterioro que presenta el puente Pakamuros son: Grietas en una dirección, dos direcciones y corrosión del acero en la viga longitudinal (V1) aguas arriba; deterioro por colisión, descascaramiento, baches en la losa; presentan fallas por deflexión (V7, V8) aguas abajo; deterioro por corrosión en el acero del estribo derecho del puente, socavación y deflexión en el parapeto de la baranda y vereda del puente aguas abajo.

La socavación existente al pie del estribo derecho del puente Pakamuros es de 40cm con una longitud de 5m, esta se ve afectada por el ahorcamiento del Río Amojú tal como se visualiza en la figura 34, la estimación de la socavación para un tiempo de retorno de 500 años se ha estimado un caudal máximo de 420 m³/seg generando una Hs de 1,21m, el cual sobrepasa 0.21m la cimentación la zapata del estribo del puente.

5.1 Recomendaciones.

Reforzar la vigas longitudinales (1,7,8) del puente Pakamuros.

Que las carga vehicular no excedan los 60 ton. Para la cual fue diseñada.

Hacer un estudio utilizando fibra de carbono y determinar el espesor de la fibra para reforzar las vigas del puente Pakamuros.

Eliminar el sedimento acumulado en el estribo izquierdo del puente y realizar el mantenimiento del cauce del Río Amojú tanto aguas arriba como aguas bajo por lo que se deben tomar medidas lo antes posible

Hacer un estudio para construir un muro para proteger al puente que está compuesto por un estribo aporcado la cual esta propenso a socavación lateral.

Se recomienda rehabilitar la losa del puente usando epoxicos y/o la Colocación de concreto asfáltico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

Arturo R. 2008. Erosión en pilares y estribos de puentes. Publicado por ICG-2010. Consultado el 20 jul 2014, Disponible en: www.lamolina.edu.pe/pdrh/2012/Erosión.pdf.

Congreso SAM/CONAMET. 2007. Evaluación del estado del hormigón de 7 puentes ubicados en el bajo San José, sobre la ruta provincial n° 51 Buenos Aires. Disponible (en línea). Consultado 22 jul 2014. Disponible [http://www.materiales-sam.org.ar/sitio/biblioteca/CONAME SAM2007/sam%20conamet%202007/pdf/T%C3%B3pico%202009%2020Cer%C3%A1micos/09-04%20PrianoC%20\(O\).pdf](http://www.materiales-sam.org.ar/sitio/biblioteca/CONAME%20SAM2007/sam%20conamet%202007/pdf/T%C3%B3pico%202009%2020Cer%C3%A1micos/09-04%20PrianoC%20(O).pdf).

ICG (Instituto de la Construcción y Gerencia. 2011). Proyecto de manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC. Lima, PE. 150p.

Laboratorio Nacional de materiales y modelos estructurales de la Universidad De Costa Rica. Evaluación del puente Palomo- Rio Grande Orosi. Consultado el 23 Jul 2014. Disponible en: www.asamblea.go.cr/.../LM-AT-138-2010%20Eval%20pte%20R%20Pal

Ministerio de Transportes y Comunicaciones - Dirección General de Caminos y Ferrocarriles "Guía para inspección de Puentes": Introducción, Antecedentes. (En línea) Lima, PE. Consultado 18 agosto. 2014. Disponible en [Http://www.mtc.gob.pe/portal/transportes/caminos_ferro/Directivas/1P%20Directiva%20001-2006/GUIA%20PARA%20INSPECCION%20DE%20PUENTES .pdf](http://www.mtc.gob.pe/portal/transportes/caminos_ferro/Directivas/1P%20Directiva%20001-2006/GUIA%20PARA%20INSPECCION%20DE%20PUENTES.pdf).

Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, 2010. Evaluación del puente carrézale Higuerani. Consultado el 18 jul 2014. Disponible en: es.slideshare.net/.../evaluación-del-puente-carrézale-higuerani.

Castro Toro Iván, (2013). Evaluación de la Socavación al Pie de los Muros de Encauzamiento del Río Amojú, zona urbana – Jaén. Tesis. Perú: Universidad Nacional de Cajamarca.

ANEXOS

ANEXO 1.
DOCUMENTOS.

Documento 1. Resistencia del concreto según expediente técnico $f'c=210\text{kg/cm}^2$



MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE JAÉN.

0575

10.03. SUPERESTRUCTURA

10.03.01. CONCRETO $f'c=210\text{ kg/cm}^2$

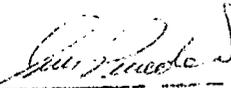
Generalidades.-

Las Obras de concreto se refieren a todas aquellas ejecutadas con una mezcla de cemento, material inerte y agua, la cual deberá ser diseñada por el Responsable de la Obra a fin de obtener un concreto de las características especificadas y de acuerdo a las condiciones necesarias de cada elemento de la estructura.

La dosificación de los componentes de la mezcla será al peso, determinando previamente el contenido de humedad de los agregados para efectuar la corrección correspondiente en la cantidad de agua de la mezcla. El Ingeniero Supervisor comprobará en cualquier momento la buena calidad de la mezcla, rechazando todo material defectuoso.

La mínima cantidad de cemento con la cual se debe realizar una mezcla, será la que indica la siguiente tabla:

Tipo de Concreto	Cemento Kg/m	$f'c$ (aprox.) Kg/cm ²
Ciclópeo	170	140
Simple - Cimentaciones ligeramente armadas	250	175
Armado- Elevación de estribos y - Superestructura	300	210


Luis M. Pineda Sánchez
ING. CIVIL
CIP. N° 77658

Ejecución.-

La correcta ejecución de las Obras de concreto deberá ceñirse a las especificaciones técnicas del Expediente de obra.

Documentos 2 a. Determinación de la resistencia a la compresión de los testigos de las componentes del puente



OBRAS Y PROYECTOS HIDRÁULICOS, VIALES
HIDROENERGÉTICOS Y DE EDIFICACIONES EN GENERAL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO

E-mail: magma_snc2008@yahoo.es

ENSAYO DE CALIDAD DEL CONCRETO

SOLICITANTE : CONSORCIO PAKAMUROS
OBRA : MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE TRANSITABILIDAD DE LA AV. PAKAMUROS ENTRE EL PUENTE RIO AMOJU Y EL JR RIO CUNIA DE LA CIUDAD DE JAEN, PROVINCIA DE JAEN - CAJAMARCA
UBICACIÓN : AV. PAKAMUROS - DIST. JAEN - PROV. JAEN - DPTO CAJAMARCA
CONCRETO TIPO : $f_c = 175 \text{ Kg./cm}^2$
CERTIFICADO : CS - 0319 - 13 **FECHA**: AGOSTO DEL 2013
 Testigos enviados: Testigos elaborados por este laboratorio:

1. RESISTENCIA A LA COMPRESION

Molde N°	Fecha Fábrica	Edad Dias	Fecha Rotura	Diámetro Molde cm	Area Molde cm^2	Lectura Dial KN	Carga Kg.f.	Resistencia Kg/cm^2
ZAPATA PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)								
01	02/08/2013	36	07/09/2013	15.2	181.5	492.90	50,262	277
ZAPATA PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)								
02	02/08/2013	36	07/09/2013	15.2	181.5	541.00	55,167	304
ZAPATA PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)								
03	02/08/2013	36	07/09/2013	15.2	181.5	580.20	59,164	326
ELEVACION PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)								
04	05/08/2013	33	07/09/2013	15.2	181.5	409.10	41,717	230
ELEVACION PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)								
05	05/08/2013	33	07/09/2013	15.2	181.5	432.00	44,052	243
ELEVACION PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)								
06	09/08/2013	29	07/09/2013	15.2	181.5	456.00	46,499	256
ELEVACION PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)								
07	09/08/2013	29	07/09/2013	15.2	181.5	458.50	46,754	258
ELEVACION PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)								
08	09/08/2013	29	07/09/2013	15.2	181.5	442.00	45,072	248
RESPALDO PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)								
09	12/08/2013	26	07/09/2013	15.2	181.5	356.20	36,322	200
RESPALDO PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)								
10	12/08/2013	26	07/09/2013	15.2	181.5	348.6	35,547	196
2da ZAPATA PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)								
11	15/08/2013	23	07/09/2013	15.0	176.715	501.0	51,088	289
2da ZAPATA PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)								
12	15/08/2013	23	07/09/2013	15.0	176.715	516.6	52,679	298

Observaciones:

- * Los datos de Obra y procedencia, fueron declarados por el solicitante.
- ** El Laboratorio NO intervino en la toma de muestras de concreto fresco, ni en la preparación de testigos de concreto, únicamente realizó los ensayos a la compresión, por lo que sólo se responsabiliza por los resultados obtenidos.
- *** La rotura se realizó en presencia del Ing. Residente y del Supervisor de la Obra.

MALABARISTA
DE MECÁNICA DE SUELOS

JUANITO H. SOBERÓN HERRERA
 TÉCNICO LABORATORISTA
LABORATORISTA

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

JOSÉ MELÉNDEZ TUESTA
 INGENIERO RESPONSABLE
ING° RESPONSABLE

Documentos 2 b. Determinación de la resistencia a la compresión de los testigos de las componentes del puente



OBRAS Y PROYECTOS HIDRÁULICOS, VIALES
HIDROENERGÉTICOS Y DE EDIFICACIONES EN GENERAL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO

E-mail: magma_sac2008@yahoo.es

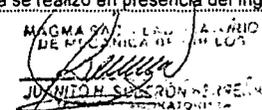
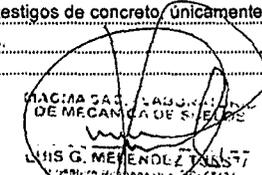
ENSAYO DE CALIDAD DEL CONCRETO									
SOLICITANTE : CONSORCIO PAKAMUROS									
OBRA : MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE TRANSITABILIDAD DE LA AV. PAKAMUROS ENTRE EL PUENTE RIO AMOJU Y EL JR RIO CUNIA DE LA CIUDAD DE JAEN, PROVINCIA DE JAEN - CAJAMARCA									
UBICACIÓN : AV. PAKAMUROS - DIST. JAEN - PROV. JAEN - DPTO CAJAMARCA									
CONCRETO TIPO : f _c = 210 Kg./cm ²									
CERTIFICADO : CS - 0346 - 13							FECHA: OCTUBRE DEL 2013		
Testigos enviados: <input checked="" type="checkbox"/>					Testigos elaborados por este laboratorio: <input type="checkbox"/>				
1. RESISTENCIA A LA COMPRESION									
Molde N°	Fecha Fábrica	Edad Dias	Fecha Rotura	Diámetro Molde cm	Area Molde cm ²	Lectura Dial KN	Carga Kg.f.	Resistencia Kg/cm ²	
ZAPATA (f _c = 210Kg/cm ²)									
1	29/08/2013	42	10/10/2013	15.2	181.5	441.20	44,990	248	
ZAPATA (f _c = 210Kg/cm ²)									
2	29/09/2013	11	10/10/2013	15.2	181.5	476.00	48,539	267	
ZAPATA (f _c = 210Kg/cm ²)									
3	29/09/2013	11	10/10/2013	15.2	181.5	489.30	48,895	275	
1era ELEVACION MURO PUENTE (f _c = 210Kg/cm ²)									
4	02/09/2013	38	10/10/2013	15.2	181.5	471.70	48,100	265	
1era ELEVACION MURO PUENTE (f _c = 210Kg/cm ²)									
5	02/09/2013	38	10/10/2013	15.2	181.5	467.20	47,641	263	
1era ELEVACION MURO PUENTE (f _c = 210Kg/cm ²)									
6	02/09/2013	38	10/10/2013	15.2	181.5	459.30	46,836	258	
2da ELEVACION DEL 3er MURO (f _c = 210Kg/cm ²)									
7	05/09/2013	35	10/10/2013	15.2	181.5	548.30	55,911	308	
2da ELEVACION DEL 3er MURO (f _c = 210Kg/cm ²)									
8	05/09/2013	35	10/10/2013	15.2	181.5	584.60	59,613	329	
2da ELEVACION DEL 3er MURO (f _c = 210Kg/cm ²)									
9	05/09/2013	35	10/10/2013	15.2	181.5	573.90	58,522	323	
COLUMNA PUENTE (f _c = 210Kg/cm ²)									
10	24/09/2013	16	10/10/2013	15.2	181.5	359.6	36,669	202	
COLUMNA PUENTE (f _c = 210Kg/cm ²)									
11	24/09/2013	16	10/10/2013	15.0	176.715	365.1	37,230	211	
COLUMNA PUENTE (f _c = 210Kg/cm ²)									
12	24/09/2013	16	10/10/2013	15.0	176.715	363.8	37,097	210	
Observaciones:									
* Los datos de Obra y procedencia, fueron declarados por el solicitante.									
** El Laboratorio NO intervino en la toma de muestras de concreto fresco, ni en la preparación de testigos de concreto, únicamente realizó los ensayos a la compresión, por lo que sólo se responsabiliza por los resultados obtenidos.									
*** La rotura se realizó en presencia del Ing. Residente y del Supervisor de la Obra.									
 MAGMA S.A.C. LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS JUANITO OSORIO FERRERA LABORATORISTA					 MAGMA S.A.C. LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS J. G. MELÉNDEZ TULA ING° RESPONSABLE				

Documentos 2 c. Determinación de la resistencia a la compresión de los testigos de las componentes del puente



OBRAS Y PROYECTOS HIDRÁULICOS, VIALES
HIDROENERGÉTICOS Y DE EDIFICACIONES EN GENERAL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO

E-mail: magma_sac2006@yahoo.es

ENSAYO DE CALIDAD DEL CONCRETO									
SOLICITANTE : CONSORCIO PAKAMUROS									
OBRA : MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE TRANSITABILIDAD DE LA AV. PAKAMUROS ENTRE EL PUENTE RIO AMOJU Y EL JR RIO CUNIA DE LA CIUDAD DE JAEN, PROVINCIA DE JAEN - CAJAMARCA									
UBICACIÓN : AV. PAKAMUROS - DIST. JAEN - PROV. JAEN - DPTO CAJAMARCA									
CONCRETO TIPO: $f_c = 210 \text{ Kg./cm}^2$									
CERTIFICADO : CS - 0347 - 13							FECHA: OCTUBRE DEL 2013		
Testigos enviados: <input checked="" type="checkbox"/>							Testigos elaborados por este laboratorio: <input type="checkbox"/>		
1. RESISTENCIA A LA COMPRESION									
Molde N°	Fecha Fábrica	Edad Dias	Fecha Rotura	Diámetro Molde cm	Area Molde cm^2	Lectura Dial KN	Carga Kg.f.	Resistencia Kg/cm^2	
COLUMNA PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)									
13	24/09/2013	16	10/10/2013	15.2	181.5	373.10	38,046	210	
COLUMNA PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)									
14	24/09/2013	16	10/10/2013	15.2	181.5	380.00	38,749	214	
COLUMNA PUENTE ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)									
15	24/09/2013	16	10/10/2013	15.2	181.5	376.50	38,392	212	
4ta ZAPATA ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)									
16	27/09/2013	13	10/10/2013	15.2	181.5	338.50	34,518	190	
4ta ZAPATA ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)									
17	27/09/2013	13	10/10/2013	15.2	181.5	360.40	36,751	203	
4ta ZAPATA ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)									
18	27/09/2013	13	10/10/2013	15.2	181.5	362.00	36,914	203	
1ra ELEVACION MURO ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)									
19	30/09/2013	10	10/10/2013	15.2	181.5	297.30	30,316	167	
1ra ELEVACION MURO ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)									
20	30/09/2013	10	10/10/2013	15.2	181.5	298.00	30,388	167	
1ra ELEVACION MURO ($f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$)									
21	30/09/2013	10	10/10/2013	15.2	181.5	297.50	30,337	167	
Observaciones: <i>[Handwritten notes]</i>									
* Los datos de Obra y procedencia, fueron declarados por el solicitante.									
** El Laboratorio NO intervino en la toma de muestras de concreto fresco, ni en la preparación de testigos de concreto, únicamente realizó los ensayos a la compresión, por lo que sólo se responsabiliza por los resultados obtenidos.									
*** La rotura se realizó en presencia del Ing. Residente y del Supervisor de la Obra.									
 MAGMA S.A.C. LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO JUANITO H. SEPÚLVEDA LABORATORISTA					 MAGMA S.A.C. LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO LUIS G. MÉNDEZ ING° RESPONSABLE				

Documentos 2 d. Determinación de la resistencia a la compresión de los testigos de las componentes del puente



OBRAS Y PROYECTOS HIDRÁULICOS, VIALES
HIDROENERGÉTICOS Y DE EDIFICACIONES EN GENERAL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO
E-mail: magma_sas2006@yayaco.es

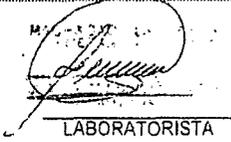
ENSAYO DE CALIDAD DEL CONCRETO								
SOLICITANTE		: CONSORCIO PAKAMUROS						
OBRA		: MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE TRANSITABILIDAD DE LA AV. PAKAMUROS ENTRE EL PUENTE RIO AMOJU Y EL JR RIO CUNIA DE LA CIUDAD DE JAEN, PROVINCIA DE JAEN - CAJAMARCA						
UBICACIÓN		: AV. PAKAMUROS - DIST. JAEN - PROV. JAEN - DPTO CAJAMARCA						
CONCRETO TIPO		: $f_c = 175$ Y 210 Kg./cm ²						
CERTIFICADO		: CS - 0366 - 13					FECHA: NOVIEMBRE DEL 2013	
Testigos enviados:		<input checked="" type="checkbox"/>			Testigos elaborados por este laboratorio: <input type="checkbox"/>			
1. RESISTENCIA A LA COMPRESION								
Molde Nº	Fecha Fábrica	Edad Días	Fecha Rotura	Diámetro Molde cm	Area Molde cm ²	Lectura Dial KN	Carga Kg.f.	Resistencia Kg/cm ²
ELEVACION Y ESTRIBO PUENTE ($f_c = 210$ Kg/cm ²)								
1	03/10/2013	34	06/11/2013	15.2	181.5	408.60	41.666	230
ELEVACION Y ESTRIBO PUENTE ($f_c = 210$ Kg/cm ²)								
2	03/10/2013	34	06/11/2013	15.2	181.5	414.00	42.216	233
ELEVACION Y ESTRIBO PUENTE ($f_c = 210$ Kg/cm ²)								
3	03/10/2013	34	06/11/2013	15.2	181.5	407.30	41.533	229
VEREDA ($f_c = 175$ Kg/cm ²)								
4	04/10/2013	33	06/11/2013	15.2	181.5	353.60	36.057	199
VEREDA ($f_c = 175$ Kg/cm ²)								
5	04/10/2013	33	06/11/2013	15.2	181.5	357.10	36.414	201
LOSA PAVIMENTO ($f_c = 210$ Kg/cm ²)								
6	05/10/2013	32	06/11/2013	15.2	181.5	390.50	39.820	219
LOSA PAVIMENTO ($f_c = 210$ Kg/cm ²)								
7	05/10/2013	32	06/11/2013	15.2	181.5	388.10	39.575	218
LOSA PAVIMENTO ($f_c = 210$ Kg/cm ²)								
8	05/10/2013	32	06/11/2013	15.2	181.5	401.70	40.962	226
VEREDA ($f_c = 175$ Kg/cm ²)								
9	07/10/2013	30	06/11/2013	15.2	181.5	337.80	34.446	190
VEREDA ($f_c = 175$ Kg/cm ²)								
10	07/10/2013	30	06/11/2013	15.2	181.5	357.7	36.475	201
VIGA DE PUENTE AGUA ARRIBA ($f_c = 210$ Kg/cm ²)								
11	21/10/2013	16	06/11/2013	15.0	176.715	355.5	36.251	205
VIGA DE PUENTE AGUA ARRIBA ($f_c = 210$ Kg/cm ²)								
12	21/10/2013	16	06/11/2013	15.0	176.715	361.6	36.873	209
Observaciones:								
* Los datos de Obra y procedencia, fueron declarados por el solicitante.								
** El Laboratorio NO intervino en la toma de muestras de concreto fresco, ni en la preparación de testigos de concreto, únicamente realizó los ensayos a la compresión, por lo que sólo se responsabiliza por los resultados obtenidos.								
*** La rotura se realizó en presencia del Ing. Residente y del Supervisor de la Obra.								
 LABORATORISTA			JAEN 14 NOV 2013			 ING. RESPONSABLE		

Documentos 2 f. Determinación de la resistencia a la compresión de los testigos de las componentes del puente



OBRAS Y PROYECTOS HIDRÁULICOS, VIALES
HIDROENERGÉTICOS Y DE EDIFICACIONES EN GENERAL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO

E-mail: magma@serviciosmagma.com

ENSAYO DE CALIDAD DEL CONCRETO									
SOLICITANTE : CONSORCIO PAKAMUROS									
OBRA : MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE TRANSITABILIDAD DE LA AV. PAKAMUROS ENTRE EL PUENTE RIO AMOJU Y EL JR RIO CUNIA DE LA CIUDAD DE JAEN, PROVINCIA DE JAEN - CAJAMARCA									
UBICACIÓN : AV. PAKAMUROS - DIST. JAEN - PROV. JAEN - OPTO CAJAMARCA									
CONCRETO TIPO : $f_c = 175$ Y 210 Kg./cm ²									
CERTIFICADO : CS - 0369 - 13									
FECHA: NOVIEMBRE DEL 2013									
Testigos enviados <input checked="" type="checkbox"/> Testigos elaborados por este laboratorio: <input type="checkbox"/>									
1. RESISTENCIA A LA COMPRESION									
Molde N°	Fecha Fábrica	Edad Dias	Fecha Rotura	Diámetro Molde cm	Area Molde cm ²	Lectura Dial KN	Carga Kg.f.	Resistencia Kg/cm ²	
LOSA DE PUENTE ($f_c = 210$ Kg/cm ²)									
1	29/10/2013	15	13/11/2013	15.2	181.5	443.60	45,235	249	
LOSA DE PUENTE ($f_c = 210$ Kg/cm ²)									
2	29/10/2013	15	13/11/2013	15.2	181.5	452.90	46,183	255	
LOSA DE PUENTE ($f_c = 210$ Kg/cm ²)									
3	29/10/2013	15	13/11/2013	15.2	181.5	442.80	45,153	249	
LOSA PAVIMENTO Km 1+360 ($f_c = 360$ Kg/cm ²)									
4	30/10/2013	14	13/11/2013	15.2	181.5	365.30	37,250	205	
LOSA PAVIMENTO Km 1+360 ($f_c = 360$ Kg/cm ²)									
5	30/10/2013	14	13/11/2013	15.2	181.5	371.70	37,903	209	
LOSA PAVIMENTO Km 1+360 ($f_c = 360$ Kg/cm ²)									
6	30/10/2013	14	13/11/2013	15.2	181.5	359.20	36,628	202	
VEREDAS ($f_c = 175$ Kg/cm ²)									
7	30/10/2013	14	13/11/2013	15.2	181.5	315.60	32,182	177	
VEREDAS ($f_c = 175$ Kg/cm ²)									
8	30/10/2013	14	13/11/2013	15.2	181.5	321.30	32,784	181	
VEREDAS ($f_c = 175$ Kg/cm ²)									
9	30/10/2013	14	13/11/2013	15.2	181.5	318.40	32,468	179	
MURO DE ALCANTARILLA ($f_c = 175$ Kg/cm ²)									
10	05/11/2013	8	13/11/2013	15.2	181.5	286.1	29,174	161	
MURO DE ALCANTARILLA ($f_c = 175$ Kg/cm ²)									
11	05/11/2013	8	13/11/2013	15.0	176.715	291.4	29,715	168	
MURO DE ALCANTARILLA ($f_c = 175$ Kg/cm ²)									
12	05/11/2013	8	13/11/2013	15.0	176.715	288.0	29,368	166	
Observaciones:									
* Los datos de Obra y procedencia, fueron declarados por el solicitante.									
** El Laboratorio NO intervino en la toma de muestras de concreto fresco, ni en la preparación de testigos de concreto, únicamente realizó los ensayos a la compresión, por lo que sólo se responsabiliza por los resultados obtenidos.									
*** La rotura se realizó en presencia del Ing. Residente y del Supervisor de la Obra.									
 LABORATORISTA					AUTENTICO JAEN 14 NOV 2013 ING° RESPONSABLE				

Documento3. Detalle de dimensiones del puente nuevo.



MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE JAEN.

0552

espesor de sección variable de 0.15 m a 0.30 m. y un ancho de 1.80 m.libres, barandas de protección de fierro de 2" y 3" de diámetro, además barreras de seguridad vehicular de concreto armado adosadas a la losa del puente.

Superestructura

La superestructura del puente tendrá una luz entre los ejes de los apoyos de 26 m. y está diseñada para la sobrecarga de HL-93 según la Norma AASHTO LRFD de 2004. Sus características son las siguientes:

Puente de vigas de Concreto armado y una losa de concreto armado con un ancho de rodadura de 3.60 m. y 5.72 m. de sección total, conformado por una sección de vía de 3.60 m. y 1.80 m. de vereda a un lado, la losa será construida con un concreto de $f'c=210$ Kg/cm² y con acero corrugado de esfuerzo de fluencia de $Fy=4200$ Kg/cm².

Características generales de la superestructura:

- Luz 26.00 m.
- Carga HL-93
- Ancho de calzada 3.60 m.
- Ancho total 5.72 m.
- Veredas 1.80 m.
- Barrera de seguridad 02 vehicular y una peatonal
- Peralte viga longitudinal 1.82 m.
- Apoyos 2 fijos y 2 móviles
- Juntas de dilatación Indicada en planos.
- Barandas Tubulares

Subestructura

Estribo

Son estructuras de concreto armado, diseñadas para transmitir las cargas procedentes de la Superestructura a la cimentación, haciendo principalmente las veces de muros de contención de los rellenos.

Ing. Civil
CIP. N° 77658

ANEXO 2.
TABLAS

Se visualiza los datos compensados de la estación Jaén.

Tabla 26. Precipitaciones máximas anuales desde el año 1984 a 2009.

ESTACION (A): JAEN DATOS: PRECIPITACIONES MAX. EN 24 HORAS														
AÑO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	PROMEDIO	PMAX
1984	20,00	15,00	31,00	43,00	24,30	17,30	4,30	17,00	14,00	40,00	45,00	15,00	23,83	45,00
1985	46,00	35,00	37,50	13,00	51,30	30,30	1,50	7,80	10,00	7,00	34,00	24,30	24,81	51,30
1986	38,00	30,00	45,00	27,00	20,20	13,30	15,30	12,00	16,30	14,00	91,00	11,50	27,80	91,00
1987	18,00	15,30	27,30	104,00	33,00	17,50	5,30	11,00	15,30	19,00	14,00	16,00	24,64	104,00
1988	10,00	40,00	42,00	23,00	8,30	18,50	77,00	16,00	6,00	49,00	30,40	22,00	28,52	77,00
1989	23,50	35,90	20,30	21,10	5,80	1,50	0,70	0,20	0,70	12,80	0,00	0,30	10,23	35,90
1990	12,60	10,60	23,40	15,60	13,20	12,10	0,90	0,20	0,00	44,20	40,10	16,90	15,82	44,20
1991	15,50	55,88	21,37	9,50	29,15	7,12	6,81	11,01	8,00	7,76	68,34	55,67	24,68	68,34
1992	9,00	28,44	18,53	31,12	55,78	17,08	4,22	6,09	13,54	23,83	48,41	26,22	23,52	55,78
1993	11,02	48,59	26,92	10,31	21,53	16,77	5,23	13,59	20,18	29,59	19,75	34,34	21,48	48,59
1994	28,20	33,63	31,71	23,17	22,64	26,45	10,58	16,27	39,11	10,09	22,92	33,47	24,85	39,11
1995	10,80	16,25	27,21	18,53	11,48	4,60	29,12	75,56	7,38	13,62	40,38	47,80	25,23	75,56
1996	45,45	52,46	22,71	15,32	30,04	5,87	31,64	63,97	13,60	25,48	24,80	9,69	28,42	63,97
1997	11,75	27,44	9,51	17,12	13,69	7,18	10,18	4,90	12,18	15,57	50,99	37,71	18,19	50,99
1998	12,32	61,65	20,93	40,31	44,67	28,31	10,85	2,97	18,93	34,53	27,16	19,24	26,82	61,65

1999	13,44	71,46	26,64	12,16	86,54	34,09	12,87	6,16	29,44	29,40	26,17	29,91	31,52	86,54
2000	13,30	49,31	64,87	15,55	49,93	37,87	13,99	4,45	28,76	4,60	3,37	24,04	25,84	64,87
2001	24,33	40,62	9,19	17,39	24,96	27,03	14,82	122,19	29,22	21,02	69,82	15,96	35,55	122,19
2002	14,96	35,04	20,08	24,19	39,71	8,33	16,51	1,26	11,77	24,98	36,55	16,03	20,78	39,71
2003	10,82	31,68	18,96	13,83	33,08	27,94	13,82	2,30	13,89	13,24	25,14	17,36	18,51	33,08
2004	7,50	6,80	19,70	30,60	38,10	18,00	2,40	7,20	17,00	19,40	18,20	12,00	16,41	38,10
2005	6,50	42,00	36,20	31,00	10,20	18,30	1,90	14,50	18,70	27,90	78,50	31,50	26,43	78,50
2006	18,50	38,70	23,00	9,40	13,50	26,50	1,30	8,50	5,60	11,70	15,50	16,00	15,68	38,70
2007	7,60	27,00	32,50	29,00	29,30	13,00	27,20	7,50	7,20	45,90	38,90	22,60	23,98	45,90
2008	17,00	37,20	63,70	10,20	15,80	26,90	17,40	3,40	15,00	36,90	69,50	11,50	27,04	69,50
2009	49,50	20,20	48,20	42,00	27,40	17,30	15,20	10,20	12,40	22,30	20,20	25,80	25,89	49,50
Prom	19,06	34,85	29,94	24,90	28,98	18,43	13,50	17,16	14,78	23,22	36,89	22,80	23,71	
max	49,50	71,46	64,87	104,00	86,54	37,87	77,00	122,19	39,11	49,00	91,00	55,67	35,55	122,19
min	6,50	6,80	9,51	9,40	5,80	1,50	0,70	0,20	0,00	4,60	0,00	0,30	10,23	33,08

Tabla 27. prueba determinada mediante el esclerómetro a la estructura del puente.

RESISTENCIA DEL CONCRETO CON MARTILLO DE IMPACTO ESCLERÓMETRO									
Proyecto		: Evaluación del deterioro del Puente Pakamuros de la Ciudad de Jaén							
Departamento de Cajamarca									
Ubicación		: Puente Pakamuros							
Fecha		: Octubre 2014							
N°	Descripción	Lectura del Esclerómetro					Resistencia F'c. (kg/cm ²)	Posición (Inst)	Lect. Curvas
		(N/mm ²)				Promedio			
		1	2	3	4	Promedio			
1	E1 Pn (Izq)	32	32	32	32	32	228	Horizontal	3250
	E1 Pn (Izq)/cajuela	30	30	30	30	30	263	Vertical Hacia Abajo	3750
2	E2 Pa (Columna) izquierdo	32	32	32	34	32.5	236	Horizontal	3375
3	E2 Pa (Viga) izquierdo	36	38	38	36	37	301	Horizontal	4300
4	E2 Pa (Cajuela) izquierdo	34	36	36	36	35.5	341	Vertical Hacia Abajo	4875
5	E3 Pn (Izq)	32	32	32	32	32	228	Horizontal	3250
6	V1 (long)	34	34	34	34	34	263	Horizontal	3750
7	V2	34	36	34	34	34.5	269	horizontal	3837.5
9	V3	37	38	37	36	37	219	Vertical Hacia Arriba	3125
10	V4	40	38	36	40	38.5	254	Vertical Hacia Arriba	3625

11	V5	38	38	38	38	38	245	Vertical Hacia Arriba	3500
12	V6	38	38	36	38	37.5	232	Vertical Hacia Arriba	3312.5
13	V7	34	34	34	34	34	219	Vertical Hacia Arriba	3125
14	V8	38	36	38	36	37	219	Vertical Hacia Arriba	3125
15	Vd P n1	36	36	36	36	36	193	Vertical Hacia Arriba	2750
16	Losa P (nuevo)	36	38	36	34	36	220	Vertical Hacia Arriba	3140
17	Losa P (antiguo)	40	38	38	40	39	263	Vertical Hacia Arriba	3750
18	Losa P (nuevo)	38	36	36	38	37	219	Vertical Hacia Arriba	3125
19	Vereda Aguas arriba	32	32	32	32	32	180	Vertical Hacia Arriba	2570
20	E1 Pn (Der)	34	34	34	34	34	263	Horizontal	3750
22	E2 Pa (Columna) Derecho	32	32	32	32	32	228	Horizontal	3250
23	E2 Pa (Viga) Derecho	36	36	36	38	36.5	294	Horizontal	4200
24	E2 Pa (Cajuela) Derecho	36	34	34	36	35	333	vertical Hacia Abajo	4750
25	E3 Pn (Der)	32	32	32	32	32	228	Horizontal	3250
27	Parapeto A. arriba	32	32	32	32	32	200	Vertical Hacia Abajo	2850

Tabla 28. Análisis estadístico de probabilidad de excedencia y se escogió la de distribución gumbel.

DATOS	Probabilidad de excedencia F(x)					Diferencia Delta D			
	Empírica	Normal	LN2	LN3	Gumbel	Normal	LN2	LN3	Gumbel
1	0,0370	0,0032	0,0123	0,0022	0,0187	0,0338	0,0248	0,0348	0,0183
2	0,0741	0,1261	0,0792	0,0627	0,1037	0,0521	0,0051	0,0113	0,0297
3	0,1111	0,2153	0,1202	0,1139	0,1503	0,1042	0,0091	0,0028	0,0392
4	0,1481	0,2553	0,1398	0,1393	0,1716	0,1071	0,0084	0,0089	0,0234
5	0,1852	0,3678	0,2012	0,2191	0,2357	0,1826	0,0160	0,0339	0,0505
6	0,2222	0,4272	0,2387	0,2667	0,2732	0,2049	0,0165	0,0445	0,0510
7	0,2593	0,4429	0,2493	0,2800	0,2836	0,1836	0,0099	0,0207	0,0244
8	0,2963	0,4476	0,2526	0,2840	0,2868	0,1513	0,0437	0,0123	0,0095
9	0,3333	0,4837	0,2786	0,3159	0,3120	0,1504	0,0547	0,0174	0,0213
10	0,3704	0,5869	0,3655	0,4165	0,3932	0,2165	0,0049	0,0461	0,0229
11	0,4074	0,6308	0,4095	0,4640	0,4330	0,2234	0,0021	0,0566	0,0256
12	0,4444	0,6671	0,4500	0,5057	0,4689	0,2227	0,0055	0,0612	0,0245
13	0,4815	0,7049	0,4966	0,5515	0,5095	0,2234	0,0151	0,0700	0,0281
14	0,5185	0,7108	0,5044	0,5589	0,5163	0,1923	0,0141	0,0404	0,0022
15	0,5556	0,7447	0,5516	0,6027	0,5567	0,1891	0,0039	0,0471	0,0011

16	0,5926	0,7546	0,5664	0,6159	0,5692	0,1620	0,0262	0,0233	0,0234
17	0,6296	0,8021	0,6440	0,6823	0,6344	0,1724	0,0144	0,0526	0,0048
18	0,6667	0,8244	0,6850	0,7153	0,6685	0,1578	0,0183	0,0487	0,0018
19	0,7037	0,8312	0,6979	0,7255	0,6792	0,1275	0,0058	0,0218	0,0245
20	0,7407	0,8358	0,7069	0,7325	0,6867	0,0950	0,0339	0,0082	0,0541
21	0,7778	0,8423	0,7198	0,7426	0,6974	0,0645	0,0580	0,0352	0,0804
22	0,8148	0,8900	0,8226	0,8193	0,7837	0,0752	0,0078	0,0044	0,0311
23	0,8519	0,9129	0,8759	0,8580	0,8303	0,0610	0,0241	0,0062	0,0215
24	0,8889	0,9404	0,9392	0,9061	0,8908	0,0515	0,0503	0,0172	0,0019
25	0,9259	0,9415	0,9415	0,9080	0,8932	0,0155	0,0155	0,0180	0,0327
26	0,9630	0,9632	0,9821	0,9463	0,9429	0,0002	0,0192	0,0167	0,0201

Aceptada N	Aceptada Ln2	Aceptada Ln3	Aceptada Gumbel
0,22342	0,05799	0,07000	0,08037
0,2667			

Como todos los datos son menores que 0,2667 se optó por la distribución gumbel (0,08037)

Tabla 29. Intensidades máximas (mm/h).- Estación Jaén.

$$I = \frac{K T^m}{t^n}$$

$$K = 106,27$$

$$m = 0,196$$

$$n = 0,473$$

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años							
	2	5	10	20	30	50	100	500
5	56,85	68,02	77,91	89,24	96,61	106,78	122,30	167,62
10	40,96	49,01	56,13	64,29	69,61	76,93	88,11	120,76
20	29,51	35,31	40,44	46,32	50,15	55,42	63,48	87,00
30	24,36	29,14	33,38	38,23	41,39	45,75	52,40	71,82
40	21,26	25,44	29,13	33,37	36,13	39,93	45,73	62,68
50	19,13	22,89	26,22	30,03	32,51	35,93	41,15	56,40
60	17,55	21,00	24,05	27,55	29,82	32,96	37,75	51,74
70	16,31	19,52	22,36	25,61	27,73	30,64	35,10	48,10
80	15,31	18,33	20,99	24,04	26,03	28,77	32,95	45,16
90	14,49	17,33	19,85	22,74	24,62	27,21	31,16	42,71
100	13,78	16,49	18,89	21,63	23,42	25,88	29,65	40,63
110	13,17	15,76	18,05	20,68	22,39	24,74	28,34	38,84
120	12,64	15,13	17,33	19,85	21,49	23,75	27,20	37,28

ANEXO 3.
FIGURAS

Se visualiza el daño que presenta la losa del puente tanto el asfalto y el concreto.

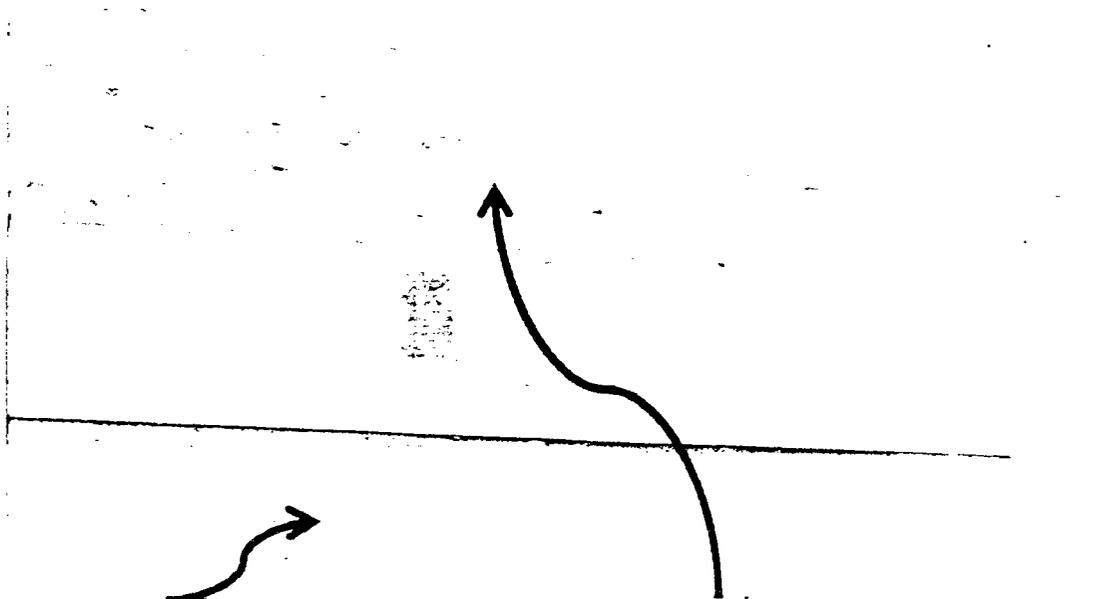


Figura 27. Presenta el grado de daño por descascaramiento en la losa del puente Pakamuros.

Se visualiza el daño causado al encofrado y pandeo del acero del puente aguas arriba.



Figura 28. La vista muestra la deflexión del acero y parte del encofrado que ha sido arrancado por el cauce del río, afectando la estructura agua.

Como se visualiza en la figura 29 el daño por corrosión del acero de la viga del estribo derecho del puente.

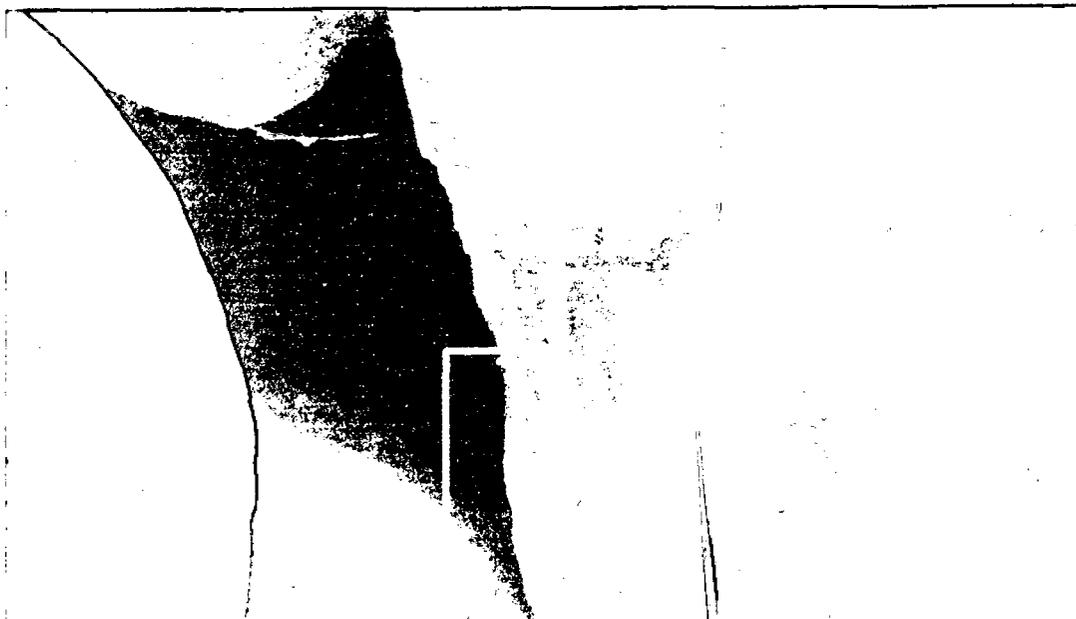


Figura 29. Se muestra corrosión del acero del estribo derecho.

Se visualiza la socavación del estribo derecho del puente y falta de protección en el estribo derecho, propenso a socavación lateral



Figura 30. Se visualiza la socavación que presenta el estribo derecho.

La en la figura se aprecia la profundidad de cimentación del puente Pakamuros.

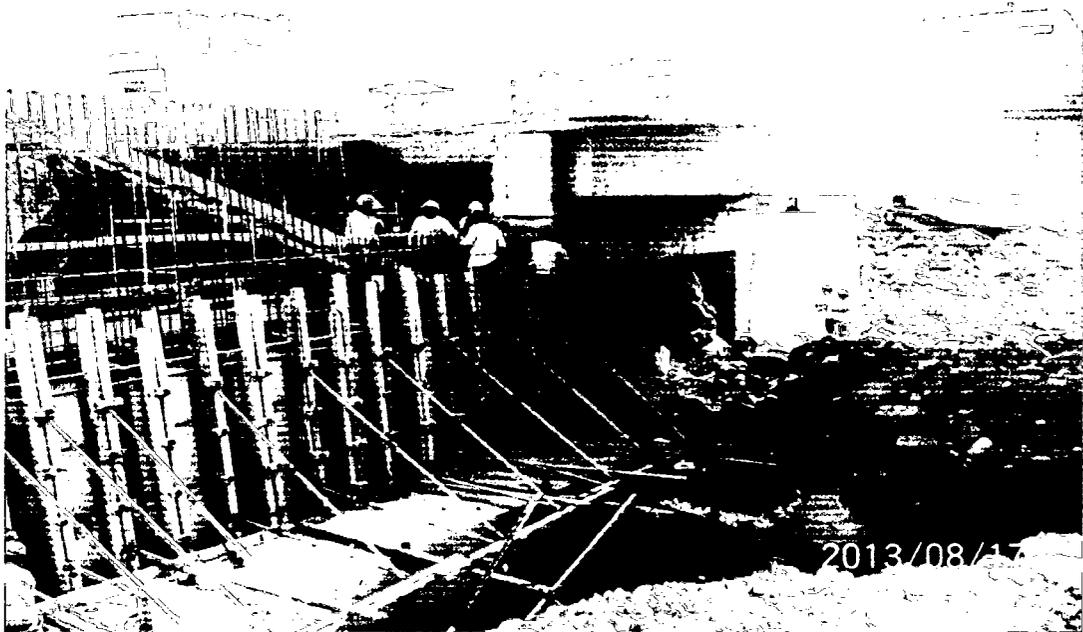


Figura 31. Se visualiza la profundidad de la cimentación.

Se muestra acero colocado en las vigas longitudinales para aumentar la altura de la losa.



Figura 32a. Se muestra acero colocado en las vigas longitudinales.

Estado en que quedo el falso puente aguas arriba después del aumento del cauce.

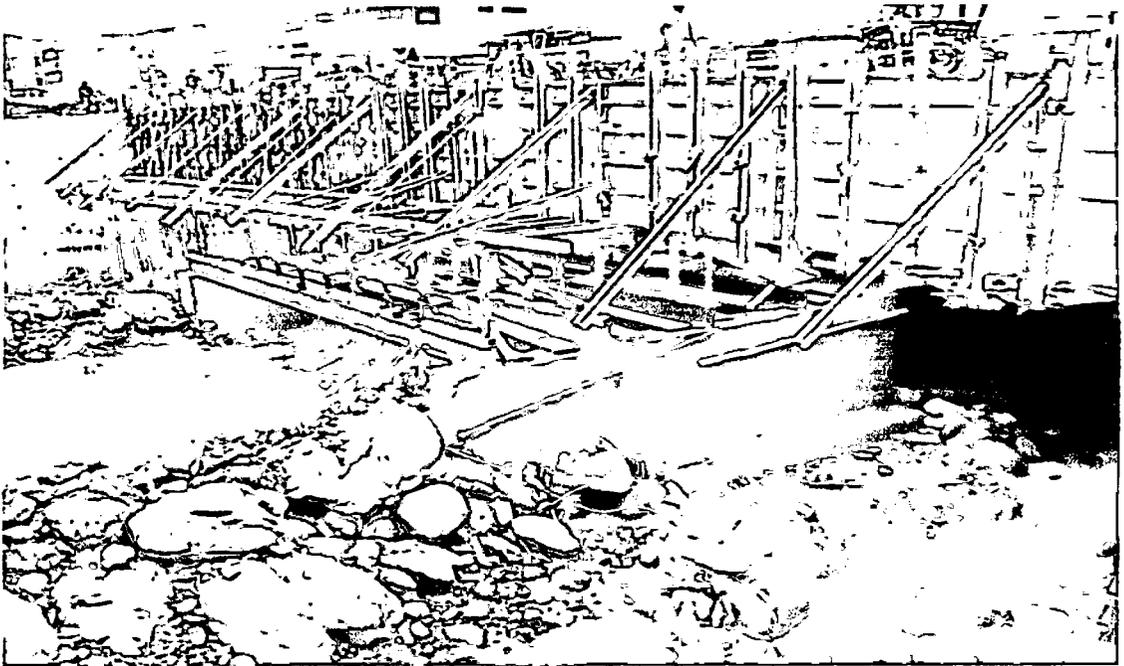


Figura 32b. Estado del falso puente aguas arriba.

Se muestra acumulación de agua en la vereda a causa de su pandeo, se determina la deflexión del parapeto.

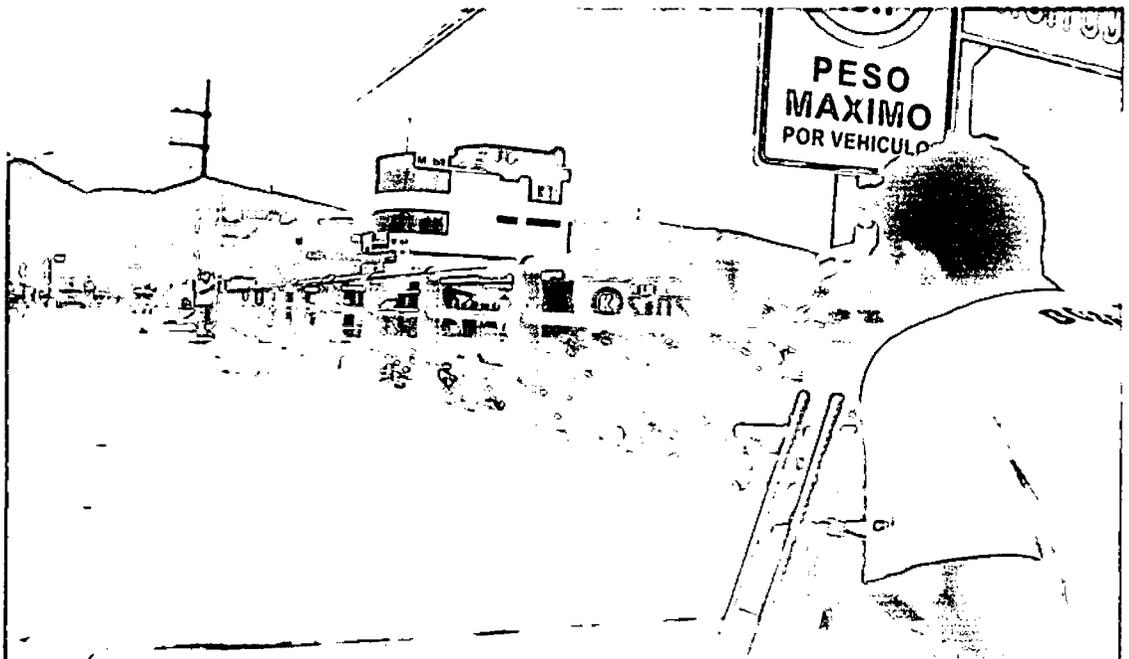


Figura 33. Toma de datos de la deflexión del puente Pakamueros.

Se visualiza la acumulación del material sedimentado del río aguas arriba del puente, lo que es un problema cuando aumente el cauce.



Figura 34. Se visualiza la acumulación del sedimento.

Anexo 4
Recolección de datos

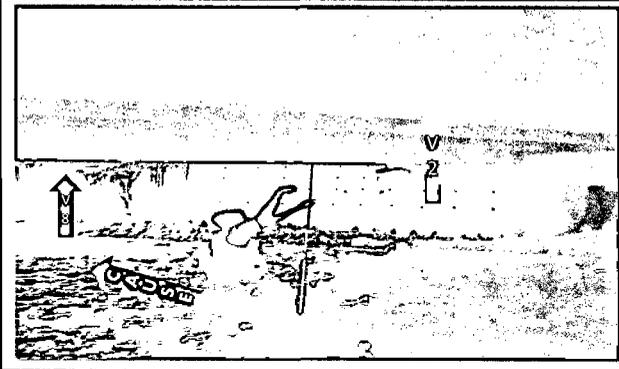
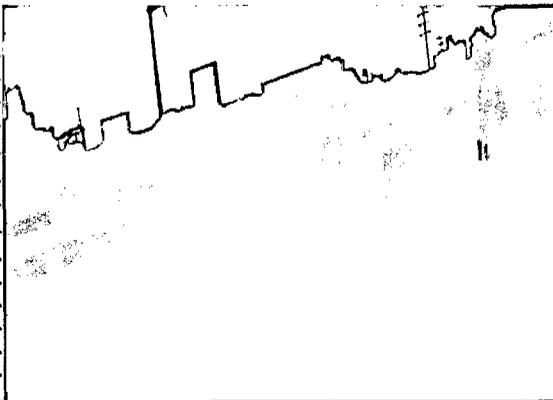
FORMATO N° 01: DATOS GENERALES DEL PUENTE

DESCRIPCION: EN EL SIGUIENTE FORMATO SE DETALLA LAS CARACTERISTICAS DEL PUENTE PAKAMUROS.

NOMBRE DEL PUENTE		"PUENTE PAKAMUROS"		DISTRITO	JAÉN	ADMINISTRADO	MUN. PROV. DE JAÉN	FECHA DE DISEÑO	DIA	MES	AÑO
CLASIFICACION		PRIMARIO		PROVINCIA	JAÉN	LATIT. NORTE	743297.37	CONSTRUCCION	9	13	
				DEPARTAMENTO	CAJAMARCA	LONG. ESTE	9368701.76				

ELEMENTOS BASICOS		DIMENSIONES		CLARO LIBRE	
DIRECCION DE LA VIA		ANCHO TOTAL	18 METROS	CALZADA	14.40 METROS
TIPO DE ESTRUCTURA	PUENTE			ALTURA GALIBO SUPERIOR	5 METROS
CARGA VIVA	HL-93			INFERIOR 1	2.80 METROS
LONGITUD TOTAL	25 m			INFERIOR 2	3.30 METROS
ESPECIFICACION	P.V.				40 METROS
N° DE SUPERESTRUCTURA	3				
N° DE TRAMOS	1				
N° DE SUBESTRUCTURA	6				
LONG. DE DESVIO	65 METROS				
FECHA DE ULTIMA PINTURA	DIA MES AÑO				
	Mar. 2014				
CURSO DE AGUA	1 RIO AMOJU				
	2 -----				
PAVIMENTO	TIPO				
	ESPESES ORIGINAL	0.20 METROS			
	OR SOBRECAPA				
	AÑO	2013			
CONTEO DE TRAFICO	TOTAL DE VEHICULOS	2500 VEH.			
	% DE VEH. PESADOS	95%			
	POR CARGA	60 TON.			
			DIA	MES	AÑO
			-----	Feb.	2014
					ELEMENTOS
					LOSA
					OBSEVACION

EDENTES DE INSPECCION				EVALUADOR	
DIA	MES	AÑO	TIPO DE INVESTIGACION		
23	Sep.	2014	Visual	Bachiller ALEX ANNER BOBADILLA DIAZ	



VISTA PANORAMICA

En el formato N° 1 se lleva a cabo la recoleccion de datos de la estructura del puente con la finalidad de tener una idea mas clara, se menciona la longitud del puente, sus galibos, la carga maxima de resistencia del puente.

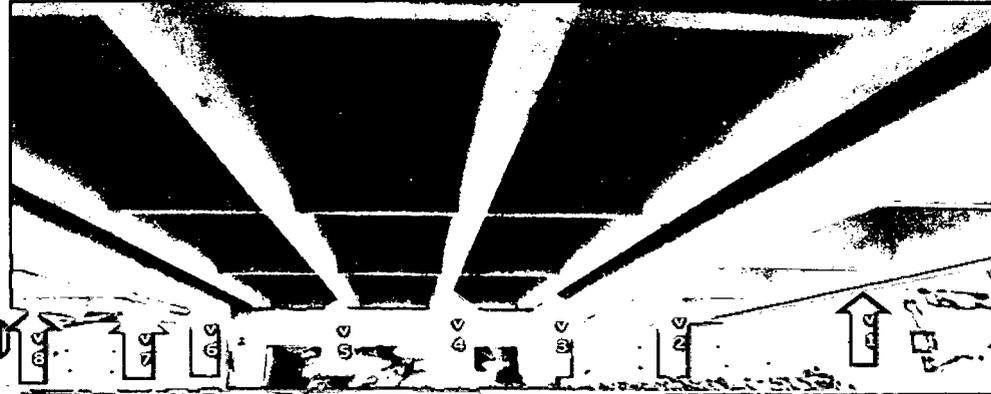
FORMATO N° 02.

DESCRIPCION: SE DETALLA LAS CARACTERISTICAS DE LA SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE PAKAMUROS DATOS RECOPIADOS DE CAMPO.

NOMBRE DEL PUENTE	"PUENTE PAKAMUROS"	DISTRITO	JAÉN	ADMINISTRADO	MUN. PROV. DE JAÉN	FECHA DE DISEÑO	DIA	MES	AÑO
CLASIFICACION	PRIMARIO	PROVINCIA	JAÉN	LATIT. NORTE	743297.37	CONSTRUCCION	-	11	13
		DEPARTAMENTO	CAJAMARCA	LONG. ESTE	9368701.76				

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS				
N° DE VIGAS	DESCRIPCION			
LONGITUDINALES	A (m)	H(m)	L (m)	OBSERVACION
V1	0.45	1.73		AMPLIACION AGUAS
V2	0.45	1.73		ABAJO DEL PUENTE
V3	0.25	1.25		PUENTE ANTIGUO
V4	0.25	1.25		
V5	0.25	1.25		
V6	0.25	1.25		
V7	0.45	1.73		AMPLIACION AGUAS ARIBA
V8	0.45	1.73		DEL PUENTE ANTIGUO

N° DE VIGAS	DESCRIPCION			
DIAFRAGMA	A(m)	H(m)	L (m)	OBSERVACION
6 Vigas DP1	0.25	1.2		Ampliacion puente
5 Vigas DP2	0.25	1.15		Puente antiguo
6 Vigas DP3	0.25	1.2		Ampliacion puente



DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS				
ESTRIBO	DESCRIPCION			
	A (m)	L (m)	H(m)	ISERVACION
E1 Derecho	7.2		4.5	T. PANTALLA
E2 Derecho	0.8	1.1		C. PORTICO
	1.1		1.25	V. PORTICO
E3 Derecho	7.2		4.5	T. PANTALLA

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS				
ESTRIBO	DESCRIPCION			
	A (m)	L (m)	H(m)	ISERVACION
E1 Izquierdo	7.2		4.5	T. PANTALLA
E2 Izquierdo	0.8	1.1		C. PORTICO
	1.1		1.25	V. PORTICO
E3 Izquierdo	7.2		4.5	T. PANTALLA



EDENTES DE INSPECCION

DIA	MES	AÑO	INVESTIGACION	EVALUADOR
23	Sep.	2014	Visual	Bachiller ALEX ANNER BOBADILLA DIAZ

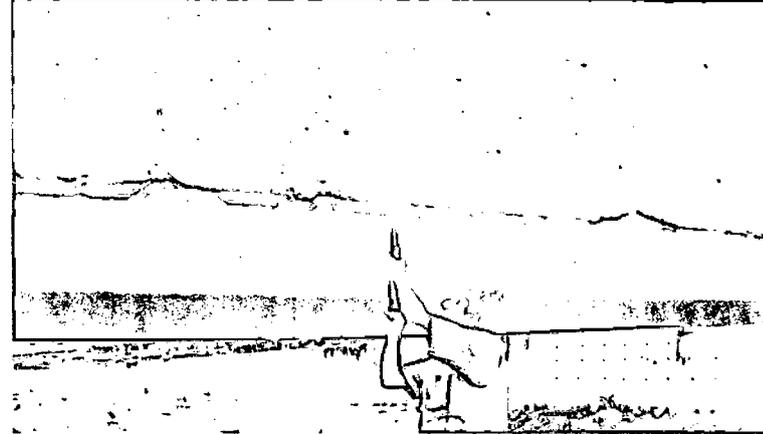
FORMATO N° 03.

DESCRIPCION: Ensayo de resistencia del concreto mediante esclerometro.

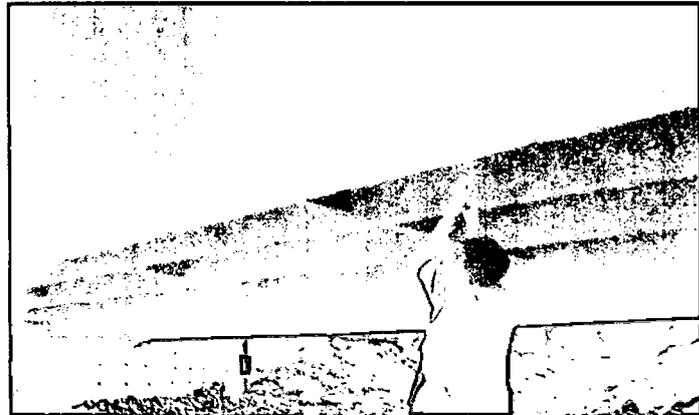
NOMBRE DEL PUENTE	"PUENTE PAKAMUROS"	DISTRITO	JAÉN	ADMINISTRADO	MUN. PROV. DE JAÉN	FECHA DE DISEÑO	DIA	MES	AÑO
CLASIFICACION	PRIMARIO	PROVINCIA	JAÉN	LATIT. NORTE	743297.37	CONSTRUCCION	-	11	13
		DEPARTAMENTO	CAJAMARCA	LONG. ESTE	9368701.76				



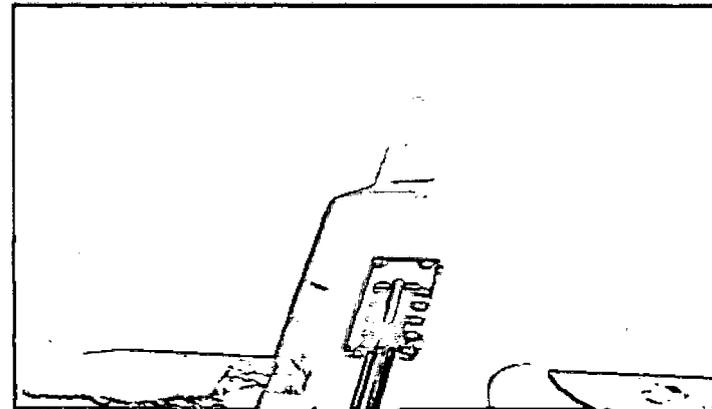
vista: muestra la toma de datos de resistencia de la cara lateral de la viga.



vista: muestra la toma de datos de resistencia de la cara inferior de la viga 1 aguas arriba.



tos de resistencia de la cara inferior de la viga.



vista: muestra la toma de datos de resistencia de la cara inferior de la viga 2 y presenta una resistencia de 38 en esclerometro: 245 kg/cm²

FECHAS DE INSPECCION

DIA MES AÑO
23 Sep. 2014

INVESTIGACION
Visual

EVALUADOR
Bachiller ALEX ANNER BOBADILLA DIAZ

Toma de datos de la unidad de analisis del grado de daño del puente
U:A Puente Pakamuros

EVALUACION DEL "PUENTE PAKAMUROS"		DISTRITO	JAÉN
		PROVINCIA	JAÉN
		DEPARTAMENTO	CAJAMARCA
CLASIFICACION	PRIMARIO		
FECHA DE CONSTRUCCION		MES	AÑO
		ADMINISTRADO	Municipalidad de Jaén
		LATITUD NORTE	743297.37
		NOV.	2013
		LONGITUD ESTE	9368701.76

Tabla 1- Grado de daño por ondulaciones en la losa

Grado del daño	Descripción	Largo	Ancho	Diametro	Cantidad
1	Sin ondulación		-	-	-
2	La profundidad de la ondulación es menor a 2cm		-	-	-
3	La profundidad de la ondulación esta entre 2.0 y 4.0 cm		-	-	-
4	La profundidad de la ondulación es mayor a 4cm		-	-	-
5	Es necesario detener el vehículos para esquivar la		-	-	-
observacion					
-	no presenta dano en la componente				

Surcos

Tabla 2 Grado de daño por surcos en la losa

Grado del daño	Descripción	Largo	Ancho	Diametro	Cantidad
1	No hay surcos		-	-	-
2	La profundidad de los surcos es menor a 2.0cm		-	-	-
3	La profundidad de los surcos esta entre 2.0 y 4.0 cm		-	-	-
4	La profundidad de los surcos es mayor a 4cm		-	-	-
5	Es necesario detener el vehículos para esquivar los surcos		-	-	-
observacion					
-	no presenta dano en la componente				

Grietas

Tabla 3 Grado de daño por las grietas en la losa

Grado del daño	Descripción	Largo	Ancho	Diametro	Cantidad
1	No se observan grietas	-	-	-	-
2	El espesor de la grieta es menor a 5.0mm	8 cm	3mm		15
3	El espesor de la grieta está entre 5.0 y 10.0 mm	5cm	5mm		8
4	Se observan grietas en red	-	-	-	-
5	Se observan grietas en red y en algunas partes hay	-	-	-	-
observacion					
-	no presenta dano en la componente				

Baches en el pavimento

Tabla 4 Grado de daño por baches

Grado del daño	Descripción	Largo	Ancho	Diametro	Cantidad
1	No se observan baches	-	-	-	-
2	La profundidad del bache esta entre 20.0 y 50.0 mm	30 mm	20mm		8
3	La profundidad del bache es mayor que 50.0 mm	-	-	-	-
4	Es necesario detener el vehículos para esquivar los baches	-	-	-	-
observacion					
-	no presenta dano en la componente				

Deformación (baranda de acero)

Tabla 5 Grado de daño por deformación en baranda y deformacion del parap

Grado del daño	flecha	Hundimiento	tipo	tramo
1	No se observan daños de deformación en el elemento	-	-	-
2	Deformación menor a 5.0cm	5cm	parameto	8-10 m
3	Deformación entre 5.0 y 10.0 cm con respecto al original	7cm	parameto	10-14 m
4	Deformación entre 10.0 y 20.0cm con respecto al original	-	-	-
5	Deformación mayor a 20cm con respecto al original	-	-	-
observacion				
-	no presenta dano en la componente			

Descascaramiento

Tabla 6 Grado de daño por descascaramiento en superficie de concreto

Grado del daño	Descripción	Largo	Ancho	Diametro	Cantidad
1	No se observa descascaramiento en la superficie de la estructura.	-	-	-	-
2	Se observa el principio del descascaramiento.	1m	20cm	-	5
3	Se observa un considerable descascaramiento.	-	-	-	-
4	Se observa un considerable descascaramiento y oxidación.	-	-	-	-

observacion

- no presenta dano en la componente

Grietas en una dirección en losa.

Tabla 7. Grado de daño por grietas en una dirección en la losa de concreto

Grado del daño	Descripción	Ancho inicio	Ancho final	longitud	Cantidad
1	No se observan grietas.	-	-	-	-
2	El ancho de las grietas es menor a 0.2mm en intervalos de más de 1.0m	-	-	-	-
3	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos de más de 1.0m	-	-	-	-
4	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos entre 1.0 m y 0.5 m	-	-	-	-
5	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos de menos de 0.5m	-	-	-	-

observacion

- no presenta dano en la componente

Tabla 8. Grado de daño por grietas en dos direcciones en la losa de concreto.

Grado del daño	Descripción	Ancho inicio	Ancho final	longitud	Cantidad
1	No se observan grietas.	-	-	-	-
2	El ancho de las grietas es menor a 0.2mm en intervalos de más de 1.0m	-	-	-	-
3	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos de más de 1.0m	-	-	-	-
4	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos entre 1.0 m y 0.5 m	-	-	-	-
5	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos de menos de 0.5m	-	-	-	-
5	Deformación mayor a 20cm con respecto al original	-	-	-	-

Grietas en una dirección en vigas

Tabla 9. Grado de daño por grietas en una direcciones en vigas de concretc

viga (V8) aguas abajo

Grado del daño	Descripción	Ancho inicio	Ancho final	Tramo	Cantidad
1	No se observan grietas.	-	-	-	-
2	El ancho de las grietas es menor a 0.2mm en intervalos de más de 1.0m	1mm	1mm	4 - 5 m	4
		1mm	1mm	5-6 m	4
		1mm	1mm	6-7 m	2
		1mm	1mm	7-8 m	2
3	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos de más de 1.0m	-	-	-	-
4	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos	-	-	-	-
5	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos de	-	-	-	-

observacion

- no presenta dano en la componente

Tabla 10. Grado de daño por grietas en una direcciones en vigas de concret viga (V1) aguas arriba

Grado del daño	Descripción	Ancho inicio	Ancho final	Tramo	Cantidad
1	No se observan grietas.				
		1mm	1mm	1 - 2 m	3
2	El ancho de las grietas es menor a 0.2mm en intervalos de más de 1.0m	1mm	1mm	4-5 m	5
		1mm	1mm	5-6 m	4
		1mm	1mm	6-7 m	5
3	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos de más de 1.0m	-	-	-	-
4	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos entre 1.0 m y 0.5 m	-	-	-	-
5	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos de menos de 0.5m	-	-	-	-
5	Juntas sin rrelleno				
observacion					
-	no presenta dano en la componente				

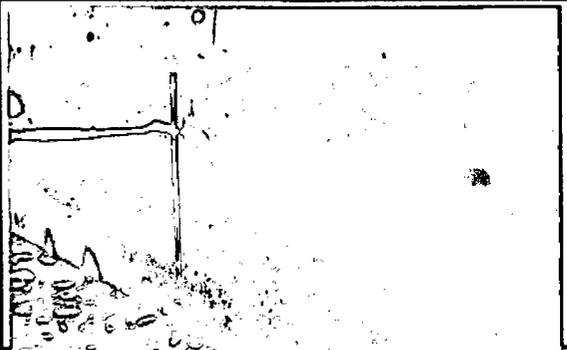
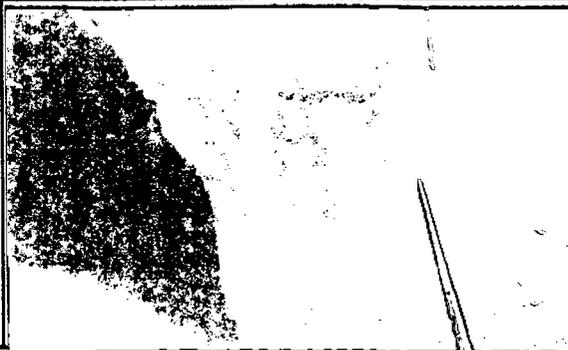
Tabla 11. Grado de daño por grietas en dos direcciones en vigas de concreto. viga (V1) aguas arriba

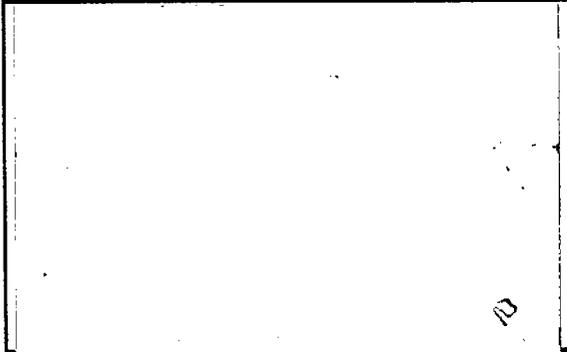
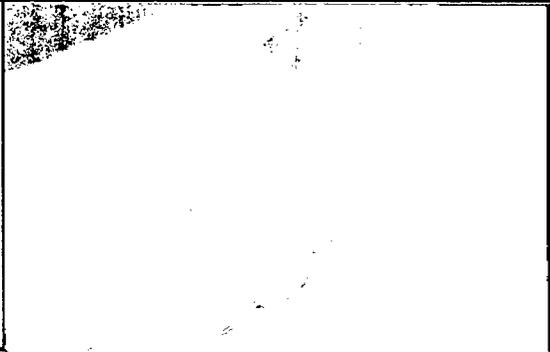
Grado del daño	Descripción	Ancho inicio	Ancho final	Tramo	Cantidad
1	No se observan grietas.				
		1mm	1mm	4 - 5 m	4
		1mm	1mm	5-6 m	4
2	El ancho de las grietas es menor a 0.2mm en intervalos de más de 1.0m	1mm	1mm	6-7 m	2
		1mm	1mm	7-8 m	2
		1mm	2mm	15-16 m	2
		1mm	2mm	15,16	11
		1mm	1mm	17-18 m	8
		0.2mm	3mm	14-15,16m	20
3	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos de más de 1.0m	0.2mm	3mm	14-15,16m	20
4	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos entre 1.0 m y 0.5 m	-	-	-	-
		2mm	3mm	14-14.5m	10
5	El ancho de las grietas es mayor a 0.2mm en intervalos de menos de 0.5m				
		2mm	3mm	14.5-15 m	8
¿	Desconocida	-	-	-	-
observacion					
-	no presenta dano en la componente				

Tabla 12. grado de daño por erosión en estribo.

Grado de daño	Descripción	Profundidad	Estribo	Longiutud
0	Sin daño o con daño insignificante			
1	Daño pequeño, pero no se requiere reparación			
2	Existe daño, el componente funciona como se diseño	40 cm	D	5m
3	Daño significativo, se requiere pronta reparación			
4	Daño grave, se necesita inmediata reparación			
5	Daño extremo, falla total o riesgo de falla total del componente			
¿	Desconocida			

FORMATO N° 05: INSPECCION DE PUENTE (FOTOGRAFIAS)

		
NOTA LA VISTA MUESTRA LA DEGRADACIÓN DEL ESTRIBO DERECHO. DÍA MES AÑO 23 9 2014	NOTA LA VISTA MUESTRA CORROSIÓN EN EL ACERO DEL LAVIGA DEL ESTRIBO DERECHO DEL PUENTE. DÍA MES AÑO 23 9 2014	NOTA LA VISTA MUESTRA UN DETERIORO POR COLISIÓN EN LA VIGA DEL ESTRIBO DERECHO. DÍA MES AÑO 23 9 2014

		
NOTA LA VISTA MUESTRA A LA VIGA LONGITUDINAL 01 GRIETAS EN UNA SOLA DIRECCIÓN DÍA MES AÑO 23 9 2014	NOTA EN LA TOMA SE APRECIA LA EXPOSICION DEL ACERO PRINCIPAL EN LA LOZA DEL PUENTE DÍA MES AÑO 23 9 2013	NOTA LA VISTA MUESTRA LA CARA INTERNA DE VIGA LONGITUDINAL 01 GRIETAS EN DOS DIRECCIONES. DÍA MES AÑO 23 9 2014

Anexo 5.
Planos

Evaluacion del Trafico Vehicular en el Puente Pakamuros de la Ciudad de Jaén

Lunes 22/09/14

Volumen Vehicular, Tipo de Vehiculo

hora de conteo			Trafico liviano					TRAFICO PESADO						Total
			Automovil	Micro Mini Bus	OMNIBUS			Camion		Semi-Trailer		Trailers		
					2E	3E	4E	1E	2E	2s1	2s2	2T2	2T3	
6	7	am	100	20	15	6	0	30	20	10	6	4	3	211
7	8	am	80	15	8	2	0	20	15	8	5	0	1	153
8	9	am	50	9	10	6	0	0	10	4	8	3	0	100
9	10	am	40	20	8	0	0	20	8	0	4	0	0	100
10	11	am	20	8	6	2	0	10	5	8	8	2	0	69
11	12	am	20	15	20	0	0	0	0	6	2	0	0	63
12	1	pm	35	0	15	4	0	8	8	0	8	2	1	80
1	2	pm	60	20	0	0	0	0	0	0	5	0	0	85
2	3	pm	45	0	6	0	0	15	2	4	0	1	0	73
3	4	pm	65	30	0	0	0	0	0	6	8	2	0	111
4	5	pm	90	4	10	0	0	10	8	8	0	0	8	130
5	6	pm	80	15	4	0	0	0	15	10	8	4	4	136
6	7	pm	70	8	8	0	0	0	3	3	3	3	3	98
7	8	pm	30	12	6	0	0	8	9	10	3	6	4	84
8	9	pm	40	0	0	10	0	0	2	0	0	0	0	52
9	10	pm	30	0	6	4	0	0	6	4	8	0	0	58
10	11	pm	25	4	0	8	0	10	5	0	0	0	0	52
11	12	pm	10	0	0	2	0	0	10	4	1	3	1	30
12	1	am	5	2	0	1	0	0	10	0	0	3	3	21
1	2	am	5	0	0	0	0	0	0	1	1	3	1	10
2	3	am	5	2	0	0	0	0	0	0	1	3	3	11
3	4	am	15	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	18
4	5	am	50	8	0	0	0	0	0	0	0	3	3	61
5	6	am	70	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	76
Total v*dia			1040	198	122	45	0	131	136	86	79	45	35	
FC			1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
IMD														1917
%			54.3	10.3	6.4	2.3	0.0	6.8	7.1	4.5	4.2	2.3	1.8	100