

EVALUACION DE LAS DIMENSIONES DE UN PUENTE  
PEATONAL CON ATIRANTAMIENTO INFERIOR

JOSÉ MIGUEL BENJUMEA ROYERO

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2008

# EVALUACION DE LAS DIMENSIONES DE UN PUENTE PEATONAL CON ATIRANTAMIENTO INFERIOR

JOSÉ MIGUEL BENJUMEA ROYERO

Trabajo de Grado para optar al  
Título de Ingeniero Civil

DIRECTOR  
GUSTAVO CHIO CHO  
Profesor Asociado de la Universidad Industrial de Santander

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2008

*Solo un ciego no podría ver las palabras de amor a través de sus miradas  
Solo un sordo no podría escuchar sus voces de afecto  
Difícil para un lisiado abrazarlos y sentir su calor*

***A mis padres y hermanos***

*Yahveh es mi pastor; nada me falta  
Por prados de fresca hierba me apacienta  
Hacia las aguas de reposo me conduce  
Y conforta mi alma;  
Me guía por senderos de justicia en gracia de su nombre*

**[Salmo 23]**

## **AGRADECIMIENTOS**

Trazadas las metas, el camino para alcanzarlas puede tornarse agreste. Es entonces cuando aparecen personas que con voces de aliento y colaboración suavizan el recorrido.

Quisiera agradecer a mi Director de Proyecto, el profesor Gustavo Chio, por su gran labor de mentoría, dedicación, constante apoyo y amistad brindada a lo largo del desarrollo de este libro.

Destaco la valiosa colaboración de la Doctora Ana María Ruiz, quien mostró gran interés en el desarrollo de este libro, y no vaciló por ningún momento en nutrirlo por medio de su enriquecida obra.

Por otra parte, agradezco a mis padres, Jorge y Zeyda, por la educación que me han brindado, porque me han inculcado el verdadero poder de la perseverancia para lograr mis propósitos, pero sobre todas las cosas por el amor que he recibido de ellos.

Agradezco a mis hermanos, Jorge Luis y Adriana, por su más sincera amistad, por las voces de ánimo y por la alegría que me infunden cuando estamos juntos.

Aunque en estos últimos años he estado por largos ratos lejos de mi familia, el tiempo no me ha parecido interminable. Agradezco a Tatiana por hacerme sentir como en casa y haber recibido a este extraño en su corazón. También doy gracias a Sneider por su amistad y los buenos momentos compartidos.

# CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN .....	1
1. ESTADO DEL ARTE .....	5
1.1 RESEÑA HISTÓRICA .....	5
1.2 PUENTES PEATONALES CON ATIRANTAMIENTO INFERIOR .....	8
1.3 INVESTIGACIONES REALIZADAS.....	16
1.3.1 Investigación en la Eidgenössische Technische Hochschule (ETH), Suiza. ....	16
1.3.2 Investigación en la Universidad de Stuttgart, Alemania.....	17
1.3.3 Investigación en la Universidad de Leipzig, Alemania.....	18
1.3.4 Investigación en el Instituto Federal Suizo de Tecnología, Lausanne, Suiza. ....	18
1.3.5 Investigación en la Universidad de Nihon, Japón.....	19
1.3.6 Investigación en la Universidad de Cantabria, España. ....	19
2. MARCO TEORICO.....	21
2.1 ATIRANTAMIENTO INFERIOR.....	21
2.1.1 Parámetro que gobiernan la respuesta estructural.....	23
2.1.2 Eficacia del sistema de atirantamiento. ....	24
2.2 CONCRETO PREESFORZADO.....	25
2.2.1 Definición.....	25
2.2.2 Efectos del concreto preesforzado. ....	25
2.2.3 Clasificación. ....	25
2.2.4 Análisis a flexión.....	27
2.3 PÉRDIDAS DE PREESFUERZO EN CABLES POSTENSADOS .....	29

2.3.1	Pérdida debida al deslizamiento en los anclajes. ....	29
2.3.2	Pérdida debida al acortamiento elástico del concreto. ....	29
2.3.3	Pérdida debida a flexión del miembro. ....	30
2.3.4	Pérdida por fricción.....	30
2.3.5	Pérdida debida a retracción de fraguado del concreto. ....	30
2.3.6	Pérdida debida al flujo plástico del concreto. ....	31
2.3.7	Pérdida debida a la relajación del acero.....	31
2.3.8	Estimación de pérdidas como porcentajes del preesfuerzo. ....	31
<b>3</b>	<b>PROCEDIMIENTO Y ALCANCE DEL ESTUDIO</b> .....	<b>32</b>
3.1	SOFTWARE EMPLEADO .....	32
3.2	TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES.....	32
3.3	ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	33
3.3.1	Tablero. ....	33
3.3.2	Puntal. ....	34
3.3.3	Tirantes. ....	34
3.4	MATERIALES .....	35
3.4.1	Concreto.....	35
3.4.2	Acero activo.....	35
3.4.3	Acero pasivo.....	35
3.4.5	Acero estructural. ....	36
3.5	ACCIONES .....	36
3.5.1	Carga Muerta. ....	36
3.5.2	Carga Viva.....	36
3.5.3	Presolicitudión. ....	36
3.5.4	Pérdidas de preesfuerzo. ....	37
3.6	COEFICIENTES DE REDUCCION NOMINAL Y FACTORES DE MAYORACION DE CARGAS .....	37
3.6.1	Coeficientes de reducción nominal.....	37

3.6.2 Factores de mayoración de cargas. ....	37
3.7 SISTEMA CONSTRUCTIVO .....	40
3.8 ESTADOS DE CARGA .....	41
3.8.1 Estados de carga para el puente con atirantamiento inferior y tablero en concreto reforzado. ....	41
3.8.2 Estados de carga para el puente con atirantamiento inferior y tablero en concreto preesforzado.....	44
3.9 VERIFICACIONES .....	48
3.9.1 Verificaciones en estado de cargas de servicio.....	48
3.9.2 Verificaciones en estado de cargas último. ....	48
3.10 DISEÑO .....	49
3.10.1 Efectos de Esbeltez.....	49
3.10.2 Diseño a cortante. ....	50
3.10.3 Diseño a flexión.....	50
CONCLUSIONES .....	52
RECOMENDACIONES .....	58
BIBLIOGRAFÍA.....	59
ANEXOS .....	61

## LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Porcentaje de pérdidas de preesfuerzo .....	31
Tabla 2. Alturas del puntal consideradas en el presente estudio.....	34
Tabla 3. Propiedades del concreto consideradas en el presente estudio. ....	35
Tabla 4. Propiedades del acero activo consideradas en el presente estudio. ....	35
Tabla 5. Porcentaje de pérdidas de preesfuerzo acogidos en el presente estudio	37
Tabla 6. Resumen de las combinaciones para estado permanente .....	39

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Acueducto de Tempul.....	7
Figura 2. Puente sobre el valle del río Neckar.....	8
Figura 3. Panorámica de la PTAR en Gut Marienhof.....	9
Figura 4. Corte longitudinal por los puentes peatonales en la PTAR de Gut Marienhof.....	9
Figura 5. Detalles de los puentes peatonales en la PTAR de Gut Marienhof.....	9
Figura 6. Puente peatonal de Jumet.....	10
Figura 7. Sección transversal del puente peatonal de Jumet.....	10
Figura 8. Alzado del puente peatonal del Tobu Recreation Resort.....	11
Figura 9. Secciones transversales del puente peatonal del Tobu Recreation Resort.....	11
Figura 10. Panorámica del mirador Weil am Rhein.....	12
Figura 11. Alzado del puente peatonal en el mirador Weil am Rhein.....	12
Figura 12. Puente peatonal Morino-wakuwaku-hashí.....	13
Figura 13. Alzado del puente peatonal Morino-wakuwaku-hashí.....	13
Figura 14. Puente peatonal en Lardal sobre el río Numedalslügen.....	14
Figura 15. Puente peatonal de Spinningfields sobre el río Irwell.....	14
Figura 16. Passerelle Bercy-Tolbiac en su paso sobre la calle François Mauriac.....	15
Figura 17. Imagen generada por computador de la Passerelle Bercy-Tolbiac.....	15
Figura 18. Geometría de las losas ensayadas por Fürst y Marti.....	17
Figura 19. Descomposición de mecanismos de respuesta y eficacia del atirantamiento para la geometría estudiada por el ILEK.....	18
Figura 20. Génesis del atirantamiento Inferior según el ILEK.....	21
Figura 21. Viga simplemente apoyada y esquema de momento flector.....	21
Figura 22. Superposición de efectos para una viga simplemente apoyada con atirantamiento inferior.....	22
Figura 23. Esquema de fuerzas en el centro de luz debido al peso propio y la carga muerta.....	24
Figura 24. Métodos de preesforzado. Arriba pretensado; Abajo postensado.....	26
Figura 25. Transmisión del esfuerzo concéntrico en un miembro pretensado.....	28
Figura 26. Deslizamiento del anclaje.....	29
Figura 27. Tipologías estructurales consideradas en el presente estudio.....	32
Figura 28. Sección transversal del tablero.....	33

Figura 29. Patrones de armado considerados .....	33
Figura 30. Sección transversal tipo y esquema del puente resaltando el puntal ...	34
Figura 31. Modelación del pretensado adherente para el tablero en concreto preesforzado .....	37
Figura 32. Descomposición de acciones en estado permanente.....	38
Figura 33. Estados de carga considerados y acciones sobre la superestructura. .	44
Figura 34. Eliminación por medio del descenso de temperatura, del axial de compresión en los tirantes debido a la fuerza $PE3$ en el tablero.....	45
Figura 35. Estados de carga considerados y acciones sobre la superestructura. .	47
Figura 36. Posibles estados de esfuerzos resultantes.....	50
Figura 37. Descomposición de esfuerzos en el estado resultante 1. ....	51

## LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A – GRAFICAS PARA LA SOLUCIONES CON ATIRANTAMEINTO INFERIOR Y TABLERO EN CONCRETO REFORZADO.....	61
ANEXO B – GRAFICAS PUENTE PEATONAL CON ATIRANTAMEINTO INFERIOR Y TABLERO EN CONCRETO PREEFROZADO.....	74
ANEXO C – LA PROBLEMÁTICA DE LA OSCILACION EN PUENTES PEATONALES .....	79
ANEXO D – DISEÑO Y ANALISIS DEL PUENTE PEATONAL DE VIGA Y LOSA	84

## GLOSARIO

**CARGAS DE SEVICIO:** son las cargas nominales o reales que no han sido afectadas por el factor de carga.

**CARGA MUERTA:** se considera carga muerta el peso de la totalidad de la estructura incluyendo la capa de rodadura, barandas, ductos, cables y cualquier otro elemento de servicio público.

**CARGA VIVA:** la carga viva es el peso de las cargas móviles aplicadas de los vehículos y peatonales.

**DUCTO:** hueco o vacío formado en el miembro preesforzado para acomodar los tendones para postensado.

**EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN:** Efectos de amplificación o reducción de las fuerzas internas de los elementos, debido a la no linealidad geométrica.

**FACTOR DE CARGA:** es un factor o coeficiente que toma en cuenta las desviaciones inevitables de las cargas reales con respecto a las cargas nominales y las incertidumbres que se tienen en el análisis estructural al transformar las cargas en efectos internos en los elementos.

**FUERZA EN EL GATO:** fuerza temporal ejercida por dispositivos (gato) que introducen tensión en los tendones de preesfuerzo.

**POSTENSADO:** método de preesforzar en el cual los tendones se tensionan después de que el concreto haya fraguado.

**PREESFUERZO EFECTIVO:** esfuerzo existente en el concreto debido solo al preesfuerzo después de deducir las pérdidas. Esfuerzo remanente en los tendones preesforzados después de ocurridas todas las pérdidas, excluyendo los efectos por carga muerta y cargas superimpuestas.

**RESISTENCIA NOMINAL:** es la capacidad de la estructura, o componente de ella, de resistir los efectos de las cargas, determinada por medio del cálculo en el cual se utilizan los valores nominales de las resistencias de los materiales, las dimensiones nominales y ecuaciones derivadas de principios aceptables de mecánica estructural.

**RETRACCION DE FRAGUADO DEL CONCRETO:** deformación en el concreto dependiente del tiempo, causada por el secado y los cambios químicos durante el proceso de fraguado.

**TENDON:** alambre, torón, barra de acero o paquete de tales elementos, usados para preesforzar el concreto.

**TENDON ADHERIDO:** tendón de preesfuerzo que está adherido al concreto ya sea directamente o por medio de lechada.

## RESÚMEN

**TÍTULO:**

EVALUACION DE LAS DIMENSIONES DE UN PUENTE PEATONAL CON ATIRANTAMIENTO INFERIOR\*.

**AUTOR:**

BENJUMEA ROYERO, José Miguel\*\*

**PALABRAS CLAVES:**

Atirantamiento inferior, Normatividad Colombiana, Tablero macizo en concreto reforzado, Puntal, Puente peatonal.

**DESCRIPCIÓN:**

En este estudio se ha analizado el comportamiento estructural de un puente peatonal con tablero macizo en concreto reforzado y atirantando inferiormente, además de haber realizado una valoración cualitativa de la pertinencia de esta tipología en el medio Colombiano, basada en las cantidades requeridas de materiales principales y el posible procedimiento constructivo empleado.

Las soluciones analizadas, se han restringido a una sola luz de 20 metros y un ancho de 3 metros para el tablero; ambos valores representativos en este tipo de puentes. El atirantamiento inferior se ha realizado por medio de un puntal ubicado en el centro de luz. La respuesta estática de la estructura ante las acciones que la solicitan, se ha obtenido de un modelo elástico sobre apoyos rígidos. En este, se han analizado para el puntal cuatro longitudes relativas a luz de diseño:  $L/40$ ,  $L/30$ ,  $L/25$ ,  $L/20$ . Para todos los casos estudiados se ha cumplido con lo establecido en la normatividad Colombiana.

Se ha encontrado que para las soluciones con atirantamiento inferior y tablero macizo, la eficacia del sistema de tirantes es castigada por la alta rigidez del tablero macizo, en donde mucho tiene que ver el requisito de máxima deflexión para carga viva. Aún así, las cantidades de acero pasivo requeridas se reducen en un 70% respecto de una solución sin tirantes y en un 66% respecto de una solución con viga y losa. El procedimiento constructivo para las soluciones con atirantamiento inferior, poco dista del empleado en las soluciones convencionales, pues la mayor diferencia está en el tesado de los tendones.

---

\* Trabajo de grado

\*\* UIS, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil  
Director: Gustavo Chio Cho

## ABSTRACT

**TITTLE:**

EVALUATION OF THE DIMENSIONS OF A UNDER DECK CABLE STAYED FOOTBRIDGE\*.

**AUTHOR:**

BENJUMEA ROYERO, José Miguel\*\*

**KEYWORDS:**

Under deck cable stayed, Colombian Normativity, Solid reinforced concrete deck, Struts, Footbridge.

**DESCRIPTION:**

In this study had been analyzed the structural behavior of a under deck cable stayed footbridge with solid reinforced concrete deck, besides, we had make a qualitative evaluation of this kind of bridge in the Colombian fields focus in required amounts of main materials and an option of constructive procedure employed.

The analyzed solutions had been restrained to an only span of 20 meters and a 3 meters width deck; both values are representatives of this type of bridges. The under deck cable stayed had been realized through a prop located in the middle of the span. The structure static answer for the actions that demand it, had been obtained from a elastic model on rigid restraint, for this results, we used four relatives lengths to the designed length for the struts:  $L/40$ ,  $L/30$ ,  $L/25$ ,  $L/20$ . The Colombian Normativity it was always the main rules for all the studies and designs.

For the under deck cable stayed solutions and solid deck had found that the strand efficacy is punished for the high rigidity of the deck, which that had a big relation with the requirement of maximum deflection for live load. Even though the required passive steel amounts decreased 70% respected to solution without cable stayed and 66% respected to a solution with deck beam bridge. The constructive procedure for the under deck cable stayed solutions is not different to the conventional types procedure, the big difference is the tendons prestressing.

---

\* Degree Project

\*\* UIS, Faculty of Physical-Mechanical Engineering, Civil Engineering School  
Director: Gustavo Chio Cho

## INTRODUCCIÓN

Los puentes de hoy al igual que los de antaño, han sido erigidos para el mismo propósito: salvar obstáculos naturales como ríos, mares y diferencias topográficas, u obstáculos artificiales que van desde vías hasta edificaciones de poca altura. En cambio, la Ingeniería de Puentes, ha dejado de ser totalmente empírica, para conformarse en una ingeniería científica y formal. Análisis más realistas del comportamiento de estas estructuras, nuevos procesos constructivos, materiales de mayor eficiencia, e innovadoras tipologías, son los pilares fundamentales de esta transformación.

En cuanto a las tipologías que se han proyectado y construido, aparece una que gracias a las bondades que ofrece, ha sido adoptada en múltiples proyectos. Se habla de ***puentes con atirantamiento inferior***, tipología que nace en 1978 con la construcción del viaducto sobre el río Neckar, en Weitingen, Alemania, diseñado por el prestigioso ingeniero Fritz Leonhardt. De ahí en adelante, otros ingenieros convencidos de las ventajas que se acarreaban al usar este tipo de puentes, proyectaron un total de dieciséis ejemplares, de los cuales diez han sido empleados en puentes peatonales.

Estudios preliminares acerca del atirantamiento inferior fueron desarrollados por grupos de investigación de universidades en Suiza, Alemania y Japón. Todos estos, fueron complementados en el 2005, por el que llevaron a cabo en España, el profesor Ángel Aparicio y Ana María Ruiz, logrando establecer un soporte científico y técnico, que permitía el uso del atirantamiento inferior en puentes sin necesidad de que las propuestas sean rechazadas debido a las especulaciones creadas.

La aplicación en Colombia de una nueva tipología sea cual fuese la estructura final, debe vencer dos tensores fundamentales: el poco conocimiento que se tenga acerca de esta y la búsqueda de la máxima eficiencia estructural ligada de la escasa tecnología de la cual se dispone y la pobre economía del país. Para el caso particular de los puentes peatonales, algunos de los ingenieros proyectistas han optado por el uso de tipologías tradicionales, que han demostrado una buena eficiencia y cuyos procesos de diseño y construcción son totalmente conocidos.

Se pretende mediante este libro, estudiar el comportamiento estructural de un puente peatonal con tablero en concreto reforzado y atirantado inferiormente con un solo puntal, para el cual las dimensiones de la luz y el ancho del tablero se han restringido. Además, se procura por medio de comparación de las cantidades de materiales requeridas para las soluciones con atirantamiento inferior y tablero en concreto reforzado, para dos tipologías convencionales, y para una variante con atirantamiento inferior y tablero con preesforzado concéntrico, analizar la aplicabilidad futura de esta tipología en los proyectos de este ámbito.

Con relación al contenido de este documento, éste se ha dividido en tres capítulos.

En el *Capítulo 1, Estado del Arte*, se plasma una breve reseña histórica que muestra los avances en la presolicitud de puentes hasta llegar al uso de la tipología en estudio. También son identificados los puentes peatonales con atirantamiento inferior que han sido construidos y por último son repasadas las investigaciones desarrolladas en el campo del atirantamiento inferior en puentes.

En el *Capítulo 2, Marco Teórico*, se introduce en primer lugar los conceptos básicos del atirantamiento inferior, además de presentarse los parámetros fundamentales que controlan la respuesta estructural. Seguidamente, se exponen los principios y apartes de la teoría del preesforzado y por último son descritas las pérdidas de preesfuerzo en tendones postensados.

En el *Capítulo 3, Procedimiento y Alcance del Estudio*, son establecidas las tipologías estructurales consideradas, los elementos estructurales, las características de los materiales empleados, las acciones impuestas al modelo, el método de construcción analizado, los estados de carga a través del tiempo, las verificaciones para cargas de servicio y cargas ultimas, y las metodologías de diseño empleadas.

## OBJETIVOS

El objetivo fundamental del presente estudio es analizar el comportamiento estructural y valorar cualitativamente la aplicabilidad del atirantamiento inferior con un solo puntal, para un puente peatonal de 20 metros de luz y tablero de losa maciza en concreto reforzado.

Para lograrlo, se han establecido los siguientes objetivos específicos:

- Revisar la información de los estudios previos que han abordado el atirantamiento inferior como tema principal, y de los puentes peatonales que han sido construidos utilizando esta tipología. *Remitirse al Capítulo 1- Estado del Arte, para verificar el cumplimiento de este objetivo.*
- Observar la respuesta estructural estática de un modelo de un puente peatonal con atirantamiento inferior, ante las acciones impuestas y la modificación de algunos parámetros de los elementos estructurales (altura del tablero, altura del puntal y número de tirantes). *Implícito en cada análisis realizado de los modelos y explícito en las conclusiones del estudio, ha sido cumplido este objetivo.*
- Relacionar mediante gráficas la respuesta estructural y la eficacia del sistema de atirantamiento, con los parámetros de estudio. *Remitirse a los anexos A y B para verificar tales gráficas.*
- A través de un escenario de cálculo uniforme, regularizar los materiales empleados, las acciones, verificaciones y el diseño, de modo tal que estén enmarcados dentro de lo establecido en la Normatividad Colombiana. *En el Capítulo 3- Procedimiento y Alcance del Estudio, se ponen de manifiesto cada una de las condiciones impuestas a los modelos, todas enmarcadas dentro de los Códigos de Diseño Colombiano.*
- Comparar las principales cantidades de materiales (concreto, refuerzo pasivo y refuerzo activo) para las soluciones con atirantamiento inferior y tablero en concreto reforzado, para una solución con tablero de losa

maciza, para otra con viga y losa, y por ultimo para una variante del atirantamiento inferior con tablero de losa maciza y concreto con preesforzado concéntrico. *Remitirse a las graficas en el anexo C y a las conclusiones relativas a las cantidades de materiales principales y el procedimiento constructivo. Véase también el anexo E, en donde se presenta el diseño y análisis de la solución con viga y losa.*

## 1. ESTADO DEL ARTE

### 1.1 RESEÑA HISTÓRICA

Los bloques de piedra usados en los arcos romanos no podrían mantenerse si la configuración de estos fuera como la de una viga plana, debido a la débil resistencia de la piedra a la tracción. Al darle curvatura a la estructura y usando el peso de esta para comprimirla entre los estribos se aseguraba la compresión en todas las partes a menos que existiese una carga excesiva en algún punto. Había comenzado entonces la carrera para controlar los esfuerzos en los elementos de un puente. Muchas propuestas realizadas por ingenieros diseñadores y/o constructores, arquitectos, matemáticos y maestros de obra aparecerán con el paso del tiempo, algunas obtendrán gran aceptación y con modificaciones serán usadas para proyectos futuros; en cambio otras se convertirán en fracasos. A continuación se muestran aquellos adelantos que fueron aportes significativos para concebir la tipología de puentes que nos compete, esta es, puentes con atirantamiento inferior.

En 1850 Robert Stephenson aparece en la construcción de un puente que debía salvar el estrecho de Menai para el paso de ferrocarril entre Chester y Holyhead. La sección en viga cajón cuyo material era el hierro forjado, se presentaba como gran primicia, pero lo más relevante fue el uso de gatos que produjeron asentamientos diferenciales y cuya finalidad era la de introducir en la viga terminada los esfuerzos hiperestáticos que se hubieran obtenido al aplicar el peso propio a una viga continua y no a tramos isostáticos, ya que durante el proceso constructivo del puente, los vanos laterales y centrales se unieron mediante izado luego de ser construidos en las márgenes del río. [RUIZ TERÁN, Ana. 2005]

En los años posteriores aparecen muchos nombres, lugares y fechas junto a la naciente idea del pretensado, pero M. Koenen realizó en Berlín el intento más metódico mediante el tesado de una armadura a  $6 \text{ Kgf/mm}^2$ . Koenen trató de industrializar el proceso pero las pérdidas de tensión aún no estudiadas lo llevaron al fracaso. [FERNANDEZ CASADO, Carlos. 1961]

Eugène Freyssinet introduce y patenta en 1928 la idea del hormigón pretensado y lo define como:

*Una pieza de hormigón armado que consta de un elemento de hormigón fraguado y endurecido con muy poca retracción, y de unas armaduras de acero de límite elástico elevado en tracción permanente, ancladas en el hormigón y referidas a él con adherencia longitudinal, a consecuencia de lo cual el hormigón queda sometido a compresión de un modo permanente<sup>1</sup>*

La experiencia adquirida mediante la construcción del puente de la Veurdre sobre el río Allier en 1912, el puente de Plougastel sobre el río Elorn en 1930 y los años de fracaso de construcción de postes en hormigón pretensado para líneas eléctricas, lo llevan a construir en 1936 sobre la presa de Postes-de-Fer el primer puente de hormigón pretensado, además de publicar su libro *Une révolution dans les Techniques du Béton* en donde independiza las deformaciones del acero y el hormigón, además de escribir acerca de la resistencia a la tracción de hormigón mediante la creación previa de estados tensionales de igual magnitud a las tensiones futuras. [FERNANDEZ CASADO, Carlos. 1961]

En 1930, se realiza un concurso de proyectos para la ejecución del puente de las Tres Rosas en Basilea. Aparecen propuestas con pretensado exterior de los ingenieros Franz Dischinger y Finsterwalder, pero todas fueron rechazadas. En 1936, bajo la dirección de Dischinger se construye en Alemania el puente Adolf Hitler, el cual es el primero con pretensado exterior. En este, se introducía el tesado de cables de acero ubicados por fuera de la sección transversal de hormigón, pero por dentro del canto del puente. Fueron construidos otros con pretensado exterior como el puente sobre el río Duero en Almarail, proyectado por Eduardo Torroja y Alfredo Páez. [FERNANDEZ CASADO, Carlos. 1961]

Durante los años sesenta y setenta, la construcción de puentes con pretensado exterior se veía realmente afectada debido a problemas de corrosión en los tirantes. Sin embargo este percance sería salvado mediante el uso de vainas de polietileno de alta densidad o metálicas en las cuales eran embebidos los cables y posteriormente se inyectaba la lechada. [ALARCON LOPEZ, Alejandro. 2003]

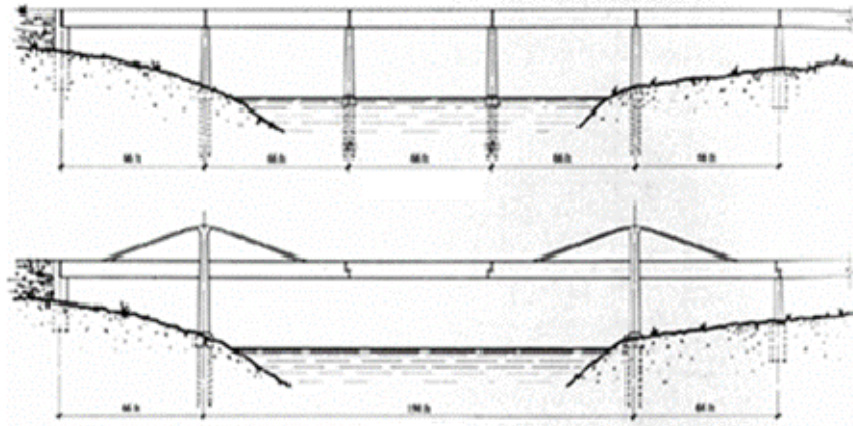
Aunque algunos autores señalan que en Alemania nacen los puentes atirantados, en 1925 se habría iniciado la historia de esta tipología de puentes. El ingeniero español Eduardo Torroja proyectó el acueducto de Tempul, formado por una viga de hormigón armado en sección cajón, con 14 vanos de 20 metros de luz. Debido

---

<sup>1</sup> EUGENE FREYSSINET, citado por FERNANDEZ CASADO, Carlos. Puentes de Hormigón Armado Pretensado I. Madrid: Dossat S.A, 1961. Pág. 35

a la posible socavación de las pilas cimentadas sobre el río Guadalete, Torroja decidió presolicitar la estructura mediante el uso de tirantes de longitudes de 50 metros, los cuales bajo la acción de cargas permanentes actuaban de manera similar al que estuviesen las pilas bajo el lugar de anclaje de los tirantes. [RUIZ TERÁN, Ana. 2005]

**Figura 1.** Acueducto de Tempul. Arriba diseño inicial, Abajo diseño Final

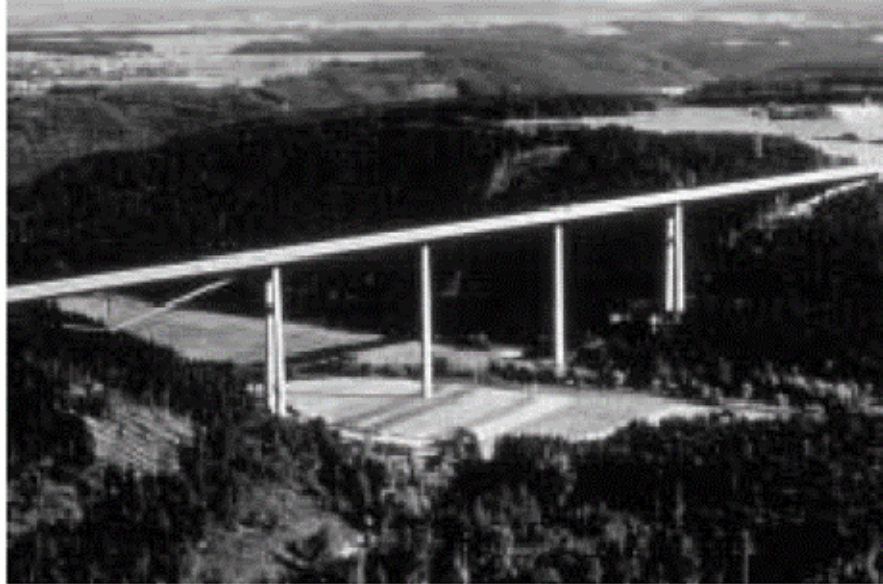


Fuente: WWW.UNIROMA2.IT

En 1949 Franz Dischinger publica sus estudios acerca de los puentes atirantados, dando inicio a la segunda generación de puentes con esta tipología. El Saint Nazaire, el Donzère-Mondragon (1952) y el Strömsund (1955), son algunos ejemplares. Mas adelante aparece una tercera etapa aún en desarrollo, iniciada con la construcción de puentes atirantados de gran luz como el puente de Normandía de 856 metros y el puente Tatara de 890 metros. [RUIZ TERÁN, Ana. 2005]

En 1978 la oficina de proyectos *Leonhardt, Andrä und Partner*, con la colaboración del arquitecto Hans Kammerer, profesor de arquitectura de la Universidad Técnica de Stuttgart, proyectan el primer puente con atirantamiento inferior. El viaducto se encuentra en la autopista que comunica Alemania y Suiza, en su paso sobre el río Neckar. El atirantamiento inferior es usado en los vanos de los extremos debido a las malas condiciones geotécnicas que presentaban las laderas. Los puntales de 25.63 metros medidos desde el intradós del tablero reciben la fuerza de desviación de los tirantes y la transmiten a la losa, obteniéndose así un comportamiento semejante al colocar una pila en ese punto. [RUIZ TERÁN, Ana. 2005]

**Figura 2.** Puente sobre el valle del río Neckar, cerca de Weitingen. Alemania.



Fuente: WWW.LAP-CONSULT.COM

## 1.2 PUENTES PEATONALES CON ATIRANTAMIENTO INFERIOR

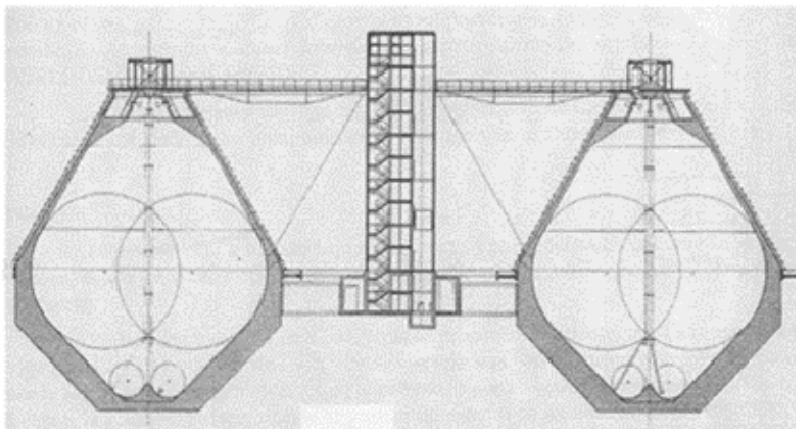
La idea del atirantamiento inferior propuesta en el viaducto de Weitingen, generó en los ingenieros y arquitectos de la época gran atracción. Muchos puentes para tráfico vehicular fueron proyectados y construidos pero su aplicación en puentes peatonales se dio hasta 1987, donde la firma *Schlaich, Bergermann und Partner*, proyecta tres puentes peatonales con atirantamiento inferior que comunican los tanques digestores con el edificio central en la planta de tratamiento de aguas residuales de Gut Marienhof en Dietersheim, Alemania. Con dos puntales verticales ubicados debajo de la viga metálica, a 6 metros de los apoyos, se logra introducir la acción de los tirantes a la estructura. [RUIZ TERÁN, Ana. 2005]

**Figura 3.** Panorámica de la PTAR en Gut Marienhof.



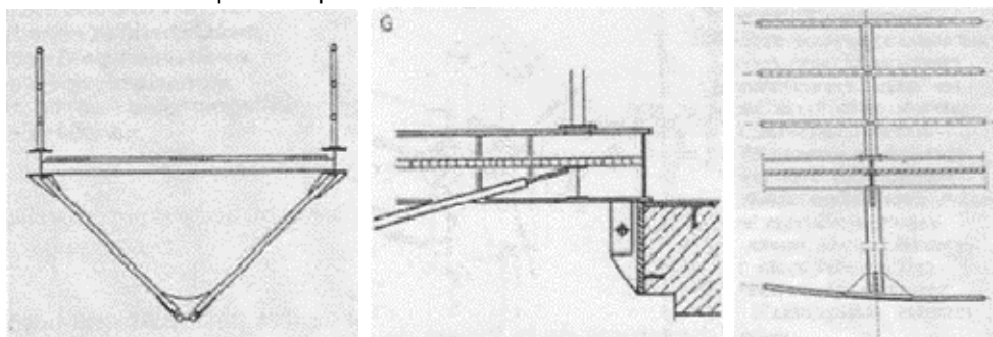
Fuente: WWW.SBP.DE

**Figura 4.** Corte longitudinal por los puentes peatonales en la PTAR de Gut Marienhof.



Fuente: RUIZ TERÁN, Ana. 2005

**Figura 5.** Detalles de los puentes peatonales en la PTAR de Gut Marienhof.



Fuente: RUIZ TERÁN, Ana. 2005

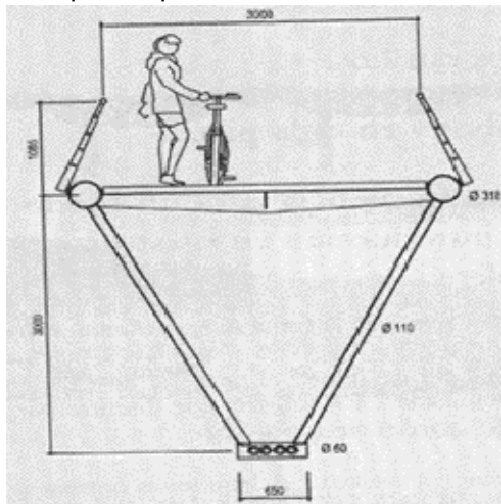
En 1998 el ingeniero Jean Marie Cremer integrante de la firma *Bureau d'études Greisch* proyecta un puente peatonal metálico para el municipio de Jumet en Bélgica; con una luz de 37 metros y una esbeltez de 1/116 se reafirma el buen comportamiento del atirantamiento inferior en los puentes metálicos. Nuevamente fueron usados dos puntales, aunque en este caso la forma en arista de una pirámide de base cuadrada los diferencia de los anteriores. Otra diferencia radica en los tipos de tirantes usados: los primeros son los tirantes centrales anclados en los puntales y los otros son los tirantes laterales anclados en los nervios longitudinales del tablero y en la base del puntal. [APARICIO BENGOCHEA, Angel y RUIZ TERÁN, Ana. 2007]

**Figura 6.** Puente peatonal de Jumet.



Fuente: WWW.GREISCH.COM

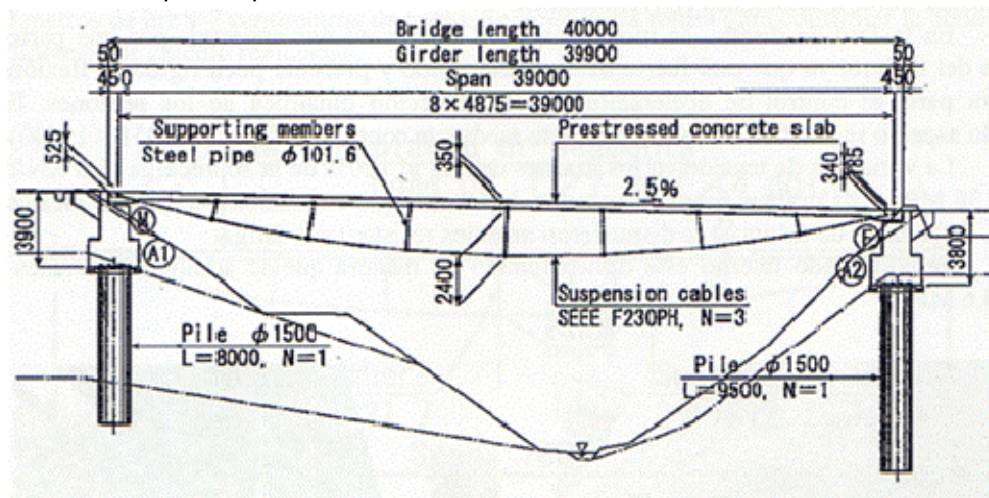
**Figura 7.** Sección transversal del puente peatonal de Jumet.



Fuente: RUIZ TERÁN, Ana. 2005

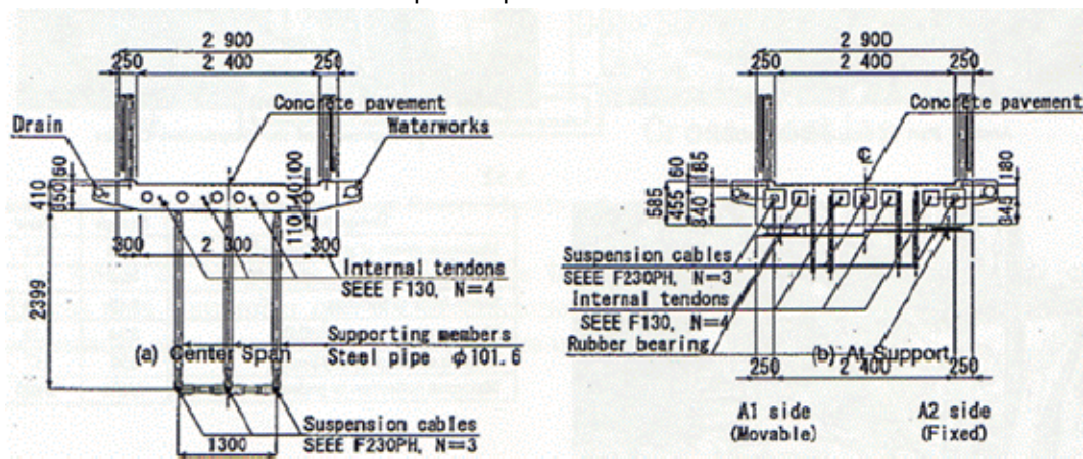
En Japón, la firma *Toyo Ito & Associates, Architects* diseña en 1998 un puente peatonal con atirantamiento inferior en el “Tobu Recreation Resort”, cuya novedad era el uso de múltiples puntales ubicados en tres planos distintos. El uso de esta tipología brindaba a los ingenieros una reducción aproximada del 50% del peso de la estructura frente a otras soluciones convencionales lo cual era totalmente favorable ya que el suelo de cimentación ofrecía baja capacidad de carga. La preocupación de los ingenieros en el diseño, radicaba en el pandeo del tablero y en las aceleraciones ante el paso de los peatones, razón por la cual se construyeron modelos a escala y se realizaron pruebas de carga antes de la apertura del puente. [RUIZ TERÁN, Ana. 2005]

**Figura 8.** Alzado del puente peatonal del Tobu Recreation Resort.



Fuente: RUIZ TERÁN, Ana. 2005

**Figura 9.** Secciones transversales del puente peatonal del Tobu Recreation Resort.



Fuente: RUIZ TERÁN, Ana. 2005

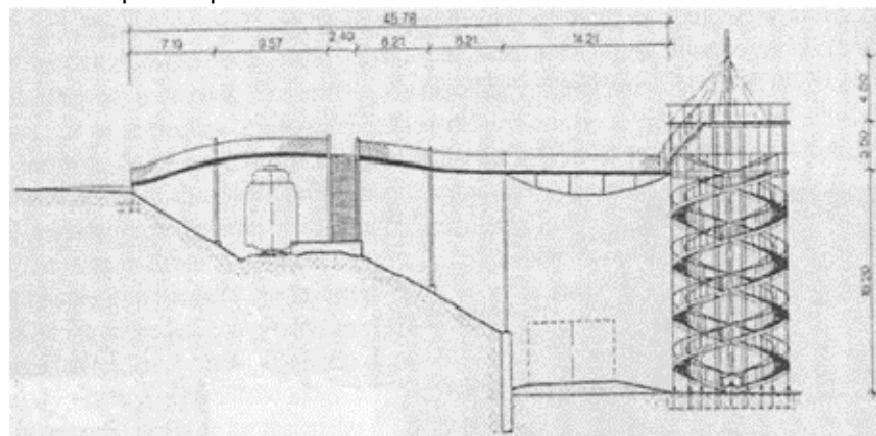
En 1999 la firma *Schlaich, Bergemann und Partner* realiza la construcción de la Torre-Mirador en Weil am Rhein (Alemania) la cual incluye una pasarela peatonal metálica. Esta pasarela de longitud 45 metros, presenta un tramo de 14.21 metros en donde se optó por el atirantamiento inferior con el fin de no construir una pila sobre la autovía que está debajo. Los cuatros pares de puntales, dispuestos verticalmente debajo del tablero y anclados en los nervios longitudinales de este, están situados equidistantemente a quintos de luz. [RUIZ TERÁN, Ana. 2005] [WWW.SBP.DE]

**Figura 10.** Panorámica del mirador Weil am Rhein.



Fuente: WWW.SBP.DE

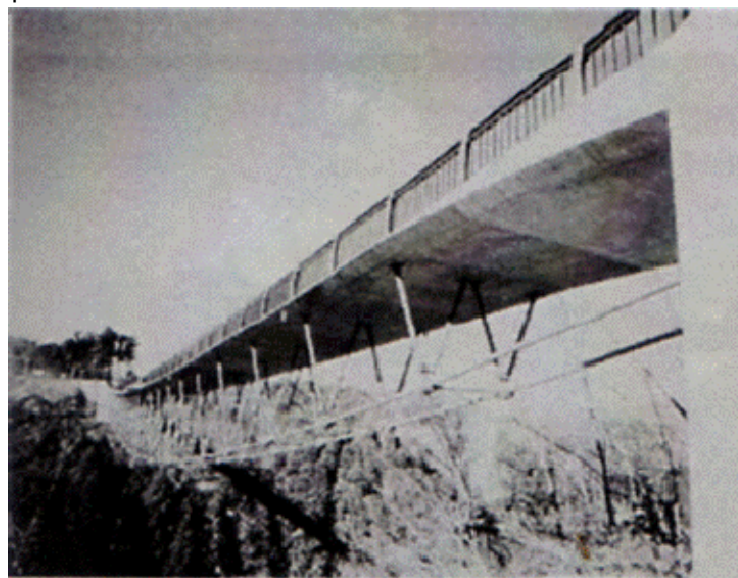
**Figura 11.** Alzado del puente peatonal en el mirador Weil am Rhein.



Fuente: RUIZ TERÁN, Ana. 2005

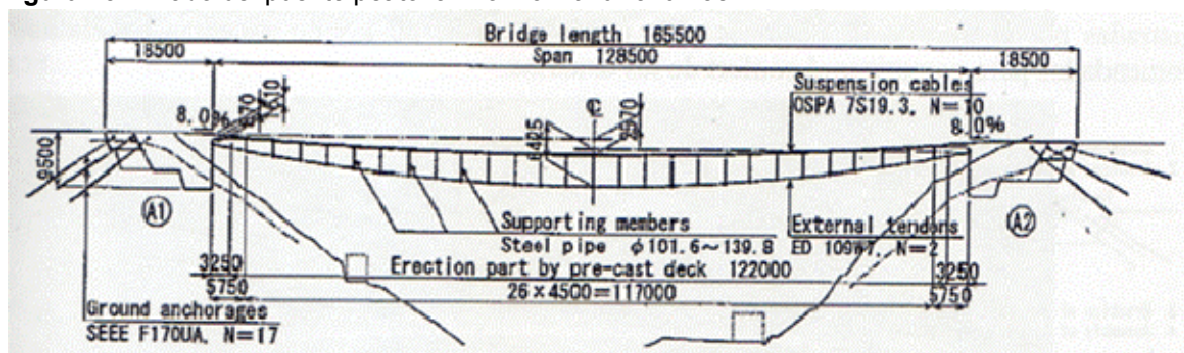
En el 2001, es construido en Japón el segundo puente con atirantamiento inferior. El ingeniero Yosuki Kojima de la firma *Kyoryo Consulting* diseña el puente peatonal Morino-wakuwaku-hashii, el cual consiste en una banda tesa atirantada inferiormente con múltiples puntales, ya que a diferencia de las bandas tesas convencionales, el pretensado se encuentra por fuera de la sección de hormigón dotado de una gran excentricidad. Dentro de las múltiples ventajas que acarrea adoptar esta tipología, tal vez la más importante fue la disminución de la fuerza de anclaje al terreno en los estribos debido a que el suelo tenía baja capacidad de carga. En este puente se dispuso de doble plano de atirantamiento, desviados por múltiples puntales. El tablero de luz 128.5 metros construido en concreto preesforzado lograba una esbeltez de 1/427. [APARICIO BENGOCHEA, Angel y RUIZ TERÁN, Ana. 2007] [RUIZ TERÁN, ANA (2005)]

**Figura 12.** Puente peatonal Morino-wakuwaku-hashii.



Fuente: RUIZ TERÁN, Ana. 2005

**Figura 13.** Alzado del puente peatonal Morino-wakuwaku-hashii.



Fuente: RUIZ TERÁN, Ana. 2005

En el 2002 el ingeniero Kristoffer Apeland diseña el primer puente peatonal con atirantamiento inferior en donde el material del tablero usado era madera laminada. En este puente ubicado sobre el río Numedalslügen, en Lardal (Noruega), el atirantamiento inferior se hacia sobre los 66 metros centrales del tablero. [RUIZ TERÁN, Ana. 2005]

**Figura 14.** Puente peatonal en Lardal sobre el río Numedalslügen.



Fuente: RUIZ TERÁN, Ana. 2005

En el distrito de Spinningfields, en Manchester (Reino Unido) se construyó en el 2004 sobre el río Irwell un puente peatonal metálico con atirantamiento inferior, diseñado por Des Mairs de la firma *Whitby Bird*. El puente peatonal consiste en un sistema de atirantamiento de múltiples puntales para una longitud de 45 metros. [RUIZ TERÁN, Ana. 2005]

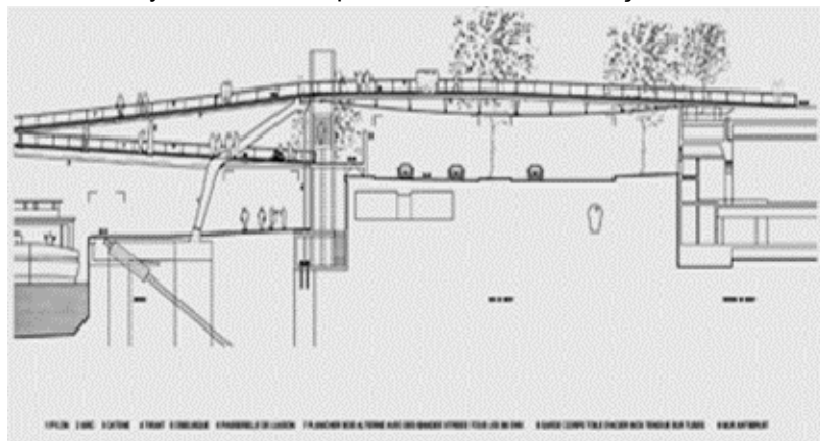
**Figura 15.** Puente peatonal de Spinningfields sobre el río Irwell.



Fuente: RUIZ TERÁN, Ana. 2005

En el 2006 son construidos tres puentes peatonales con atirantamiento inferior. Los consorcios *Asahi Development Consultants Ltd and Oriental Construction Co. Ltd.* y *Taiyo Consultants Ltd. and Oriental Construction Co. Ltd.* diseñan en Japón los puentes peatonales Seiryuu y Fureai respectivamente. El otro puente peatonal es la pasarela Bercy-Tolbiac construida en París. Este último conecta la biblioteca François Mitterrand con el parque de Bercy cruzando la calle François Mauriac, el río Sena y la vía George Pompidou. Diseñado por la firma *RFR Ingénieurs* con la colaboración de *Feichtinger Architectes*. El tramo que salva la calle François Mauriac presenta la configuración de atirantamiento inferior con múltiples puntales. [RUIZ TERÁN, Ana. 2005]

**Figura 16.** Passerelle Bercy-Tolbiac en su paso sobre la calle François Mauriac.



Fuente: WW.FEICHTINGERARCHITECTES.COM

**Figura 17.** Imagen generada por computador de la Passerelle Bercy-Tolbiac.



Fuente: WW.FEICHTINGERARCHITECTES.COM

### 1.3 INVESTIGACIONES REALIZADAS

La mayoría de las investigaciones acerca de puentes con atirantamiento inferior han sido realizadas en países donde por los menos se ha construido y/o proyectado un puente vehicular o peatonal usando esta tipología. Las universidades de países como Alemania, Suiza y Japón por medio de sus grupos de investigación han realizado grandes aportes al tema. En el 2005, se defiende la tesis doctoral *Puentes Atirantados no Convencionales* en la Universidad de Cantabria (España), la cual es el estudio de mayor profundidad realizado acerca del atirantamiento inferior en puentes. Cabe resaltar que en el continente americano, el atirantamiento inferior en puentes no había sido aún tema de estudio.

**1.3.1 Investigación en la Eidgenössische Technische Hochschule (ETH), Suiza.** El grupo de investigación *Institut für Baustatik und Konstruktion* (IBK) ha desarrollado las investigaciones acerca del atirantamiento inferior. La primera en 1987, a cargo de Christian Menn y Paul Gauvreau, pretendía analizar la viabilidad del uso de losas macizas de hormigón pretensado con atirantamiento inferior como solución para luces del orden de los 40 metros. Se publicó el proyecto del ensayo justo cuando este se había iniciado, aunque los resultados finales no fueron publicados. La previsión de Menn era muy satisfactoria: Las mejores condiciones de hormigonado de las losa macizas frente a las secciones cajón auguraban mayor durabilidad. Los tendones al ser exteriores eran susceptibles de ser retesados y reemplazados<sup>2</sup>.

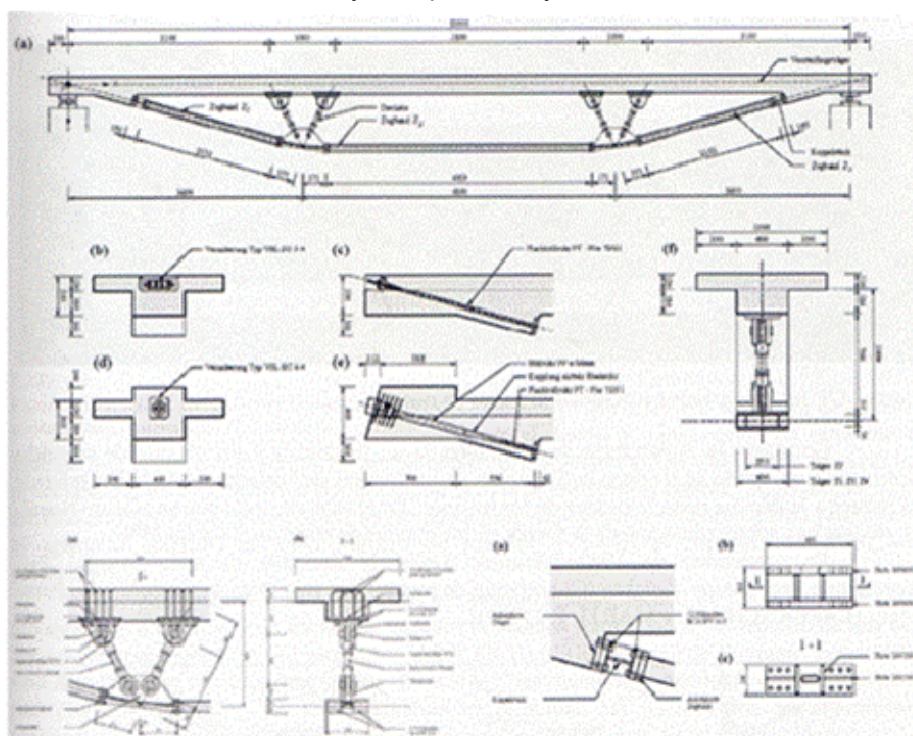
En 1999, es publicado el proyecto *Versuche an Trägern mit Unterspannung aus vorfabrizierten vorgespannten Betonzuggliedern* (Ensayos de vigas prefabricadas presolicitadas inferiormente). En este, Armand Fürst y Peter Marti realizan ensayos en losas de 12 metros de luz, presolicitadas inferiormente mediante un pretensado no adherente, que se desarrollaba a través del cordón inferior, formado por tres elementos de hormigón prefabricado<sup>3</sup>.

Para ese mismo año, bajo la dirección de Peter Marti, Massimo Laffanchi defiende su tesis doctoral *Zur Konzeption gekrümmter Brücken* (Concepción de puentes curvos). Se analiza el comportamiento estructural de varias tipologías mediante procedimientos de estática gráfica. Los puentes curvos con atirantamiento inferior y múltiples puntales son tenidos en cuenta.

---

<sup>2</sup> RUIZ TERÁN, Ana. Puentes Atirantados no Convencionales, Comportamiento estructural y Criterios de Diseño. Tesis Doctoral, Universidad de Cantabria. 2005. Pág. 3.74

<sup>3</sup> *Ibíd.* Pág. 3.75

**Figura 18.** Geometría de las losas ensayadas por Fürst y Marti.

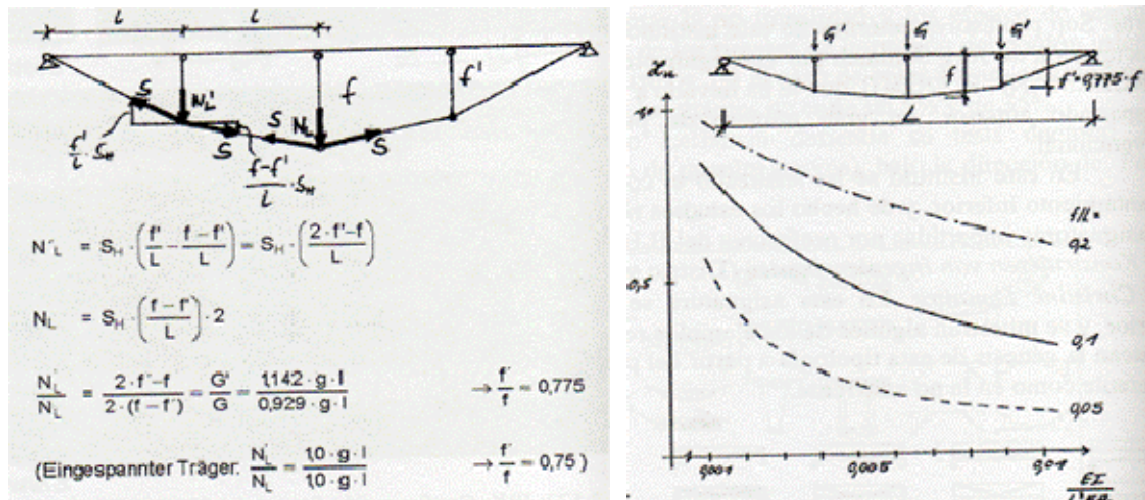
Fuente: RUIZ TERÁN, Ana. 2005

**1.3.2 Investigación en la Universidad de Stuttgart, Alemania.** En esta universidad, el grupo *Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren* (ILEK) ha llevado a cabo las investigaciones acerca del tema. Profesores eméritos del instituto son Frei Otto y Jörg Schlaich, este último ha demostrado su preocupación por proyectar y construir estructuras ligeras, entre estas, puentes peatonales con atirantamiento inferior.

En una de las clases impartidas por Christine Lemaitre, toman como caso de estudio un puente de un solo vano con atirantamiento inferior y tres puntales situados a cuartos de luz. Establecen la longitudes que deben tener los puntales para que la fuerza introducida por los puntales pueda ser igual a la reacción existente en una viga de cuatro vanos ( $f'/f = 0.775$ ), o bien para conseguir que la fuerza en los puntales sea idéntica ( $f'/f = 0.75$ ). Analizan el comportamiento de la estructura frente a la presencia de una sobrecarga uniforme extendida a lo largo de todo el tablero y establecen que éste depende de dos factores: de un coeficiente adimensional  $\left(\frac{E_{\text{Tablero}} \cdot I_{\text{Tablero}}}{E_{\text{Tirante}} \cdot I_{\text{Tirante}} \cdot l^2}\right)$  y de la relación entre el puntal central y la luz del tablero ( $f/L$ ). Estudian cómo varía la eficacia del atirantamiento inferior con estos dos parámetros. El grado de eficacia lo determinan a partir del parámetro  $\chi_u$

que representa la fracción de un sistema de cargas dado que se resiste mediante el atirantamiento inferior<sup>4</sup>.

**Figura 19.** Descomposición de mecanismos de respuesta (derecha) y eficacia del atirantamiento (izquierda) para la geometría estudiada por el ILEK.



Fuente: RUIZ TERÁN, Ana. 2005

En el 2004, Jan Ploch defiende su tesis doctoral *Definición del Concepto de Seguridad en Presolicitación*, en la cual por medio de estudios de esquemas con atirantamiento inferior y pretensado exterior, se demuestra que los coeficientes parciales para el pretensado estipulados en los códigos internacionales dejan el diseño del lado de la inseguridad. [RUIZ TERÁN, Ana. 2005]

**1.3.3 Investigación en la Universidad de Leipzig, Alemania.** Andreas Laubach ha desarrollado un proyecto que ha permitido restaurar y reforzar el puente Möllerträger mediante un sistema de presolicitación límite entre el pretensado exterior y el atirantamiento inferior. El refuerzo proyectado mediante tirantes de fibra de carbono, discurre paralelo al intradós del tablero e introduce las fuerzas de desviación mediante una serie de puntales metálicos adosados al mismo<sup>5</sup>.  
reforzamiento

**1.3.4 Investigación en el Instituto Federal Suizo de Tecnología, Lausanne, Suiza.** Aurelio Muttoni y Jörg Jungwirth han continuado la línea de investigación abierta por Armand Fürst y Peter Marti en la ETH. Los esquemas sobre los que

<sup>4</sup> RUIZ TERÁN, Ana. Puentes Atirantados no Convencionales, Comportamiento estructural y Criterios de Diseño. Tesis Doctoral, Universidad de Cantabria. 2005. Pág. 3.77

<sup>5</sup> Ibíd. Pág. 3.79

trabajan son semejantes a los de sus predecesores y han llegado a realizar alguna propuesta de aplicación<sup>6</sup>. En estos estudios se identifica la influencia de la morfología de la estructura y el número de puntales en la reducción de los momentos flectores en el tablero debido a la carga viva, comparando con un puente sin atirantamiento. [RUIZ TERÁN, Ana. 2005]

**1.3.5 Investigación en la Universidad de Nihon, Japón.** La empresa *Sumitomo Construction* y la *Universidad de Nihon* realizaron una investigación en conjunto cuyo objetivo era mejorar la eficiencia del pretensado exterior en puentes continuos de hormigón, para lo cual se estudiaron seis puentes en los cuales se fue incrementando la excentricidad de los tendones, introduciendo la fuerza de desviación mediante pilonos sobre apoyos y mediante puntales en el centro de luz.

Se constató una reducción de las cuantías de acero activo empleadas al incrementar la excentricidad del pretensado, así como un incremento de la eficacia del sistema de tirantes frente a la sobrecarga de uso. Cuanto mayor es la excentricidad de los tendones mayor es su eficacia y por lo tanto mayores son las variaciones de tensión a las que están sometidos. Constatan asimismo que las variaciones de tensión en los tendones superiores son muy inferiores a las registradas en los tendones inferiores. También comprueban que no hay prácticamente redistribución de esfuerzos cuando realizan un cálculo no lineal<sup>7</sup>.

**1.3.6 Investigación en la Universidad de Cantabria, España.** En el 2005, bajo la dirección del profesor Ángel Aparicio, Ana María Ruiz defiende la tesis doctoral titulada *Puentes Atirantados no Convencionales, Comportamiento estructural y Criterios de diseño*. El estudio está centrado en la aplicación de dos tipologías de puentes (Puentes con atirantamiento inferior y Puentes con atirantamiento combinado superior-inferior) a puentes de carretera de luces media con tableros de hormigón pretensado.

Siguiendo la idea propuesta por Jan Ploch, se establece un formato de seguridad en el que se diferencia la parte pasiva en la que la estructura responde frente a las acciones permanentes y la parte activa en la que el ingeniero diseñador establece la presolicitación de la estructura.

---

<sup>6</sup> RUIZ TERÁN, Ana. Puentes Atirantados no Convencionales, Comportamiento estructural y Criterios de Diseño. Tesis Doctoral, Universidad de Cantabria. 2005. Pág. 3.79

<sup>7</sup> Ibíd. Pág. 3.80

Son analizados los parámetros que gobiernan la respuesta estructural ...Véase numeral 2.1.1 y 2.1.2... de un puente con atirantamiento inferior con un puntal, encontrándose que esta depende de un único parámetro adimensional  $\chi$ , que relaciona la rigidez a flexión del tablero con la rigidez del sistema de atirantamiento inferior. La eficacia del sistema de atirantamiento  $\xi$  es otro parámetro importante definido.

Mediante la aplicación del teorema  $\pi$ , se determinó la forma de la función que permite calcular la variación de tensión en los tirantes de puentes con atirantamiento inferior para una sobrecarga uniforme de valor  $q$  y una carga puntual de valor  $Q$ :

$$F \left[ \left( \frac{\Delta\sigma}{E} \right), \left( \frac{Q}{E \cdot L^2} \right), \left( \frac{q}{E \cdot L} \right), \left( \frac{A}{L^2} \right), \left( \frac{I}{L^4} \right), \left( \frac{A_T}{L^2} \right), \left( \frac{E_T}{E} \right), \left( \frac{p}{L} \right) \right] = 0$$

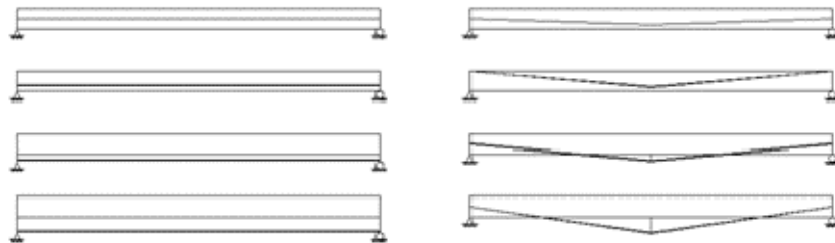
El hecho de considerar la no linealidad mecánica a la hora de evaluar la respuesta de la estructura en estado límite último supone que el axial en los tirantes se incrementa en tan sólo un 2%, los momentos flectores positivos en las secciones críticas pueden llegar a disminuir entre un 7% y un 15%, los momentos flectores negativos sufren un incremento pero se mantienen por debajo de los valores de diseño. En cuanto a la influencia de la no linealidad geométrica en la respuesta estructural, depende radicalmente de que los tirantes se encuentren o no autoanclados en el tablero o, lo que es lo mismo, de que exista en estado permanente un importante axial solicitando el tablero.

## 2. MARCO TEORICO

### 2.1 ATIRANTAMIENTO INFERIOR

En una de las clases impartidas por profesores del ILEK en la Universidad de Stuttgart, se plantea la génesis del atirantamiento inferior a partir del preesforzado convencional, tanto en su variante adherente como en la no adherente.

**Figura 20.** Génesis del atirantamiento Inferior según el ILEK



Fuente: RUIZ TERÁN, Ana. 2005

En el atirantamiento inferior, los cables salen fuera del cuerpo del tablero y se ubican debajo del intradós de este. Para lograrlo, se hace necesaria la disposición de un puntal que actúa como desviador del cable e introduce una fuerza en el tablero. Podríamos pensar en el puntal como un apoyo intermedio, no empotrado en el suelo.

Cuando se emplea el atirantamiento inferior, existen ciertas ventajas respecto de tipologías convencionales en los puentes. Considérese una viga simplemente apoyada bajo la acción de una carga uniforme distribuida que podría consistir en el peso propio u alguna otra carga impuesta. El diagrama de momento flector para esta viga muestra flexiones positivas a lo largo de su longitud, con un valor máximo en el centro de luz.

**Figura 21.** Viga simplemente apoyada y esquema de momento flector

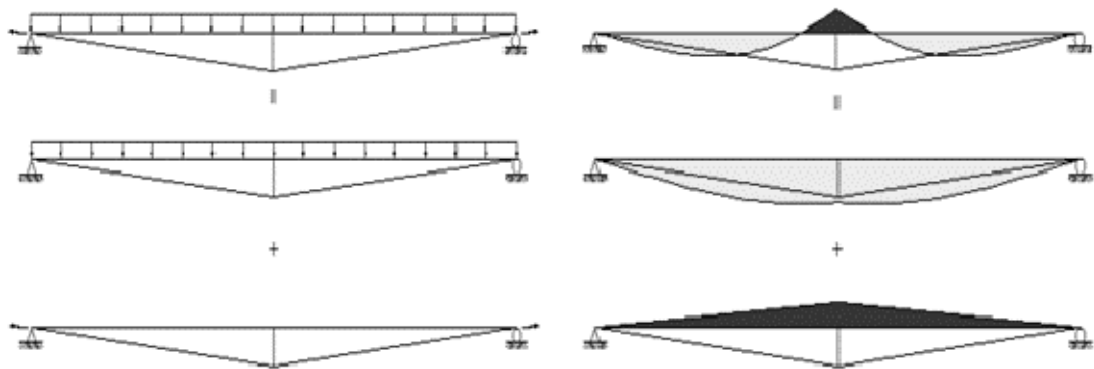


Si para la viga anterior se usara el atirantamiento inferior, la respuesta estructural sería distinta. Un posible diagrama de momento flector sería como el que se muestra en la figura 22\*. Para entender el efecto del atirantamiento inferior se deben separar las acciones que actúan sobre la viga.

La primera acción es la carga distribuida. Esta, genera un momento flector positivo en la totalidad de la luz cuya magnitud es menor a la del momento flector generado en la viga simplemente apoyada. La razón de esto es que la carga distribuida, sea el peso propio u otra carga, produce en el tirante un axial de tensión, sometiendo el puntal a compresión e introduciendo una fuerza vertical en el tablero que genera un momento flector negativo que contrarresta al flector positivo debido a la carga viva.

La otra acción es la presolicitación dada al cable. El efecto sobre el tablero, consiste en la generación de un momento flector negativo a lo largo de la luz con valor máximo en la ubicación del puntal.

**Figura 22.** Superposición de efectos para una viga simplemente apoyada con atirantamiento inferior.



\* Esta configuración de momento flector podrá cambiar dependiendo de las propiedades geométricas del tablero y del tendón, además de la magnitud de la carga.

**2.1.1 Parámetro que gobierna la respuesta estructural<sup>8</sup>.** En un puente de un solo vano, con atirantamiento inferior, la respuesta frente a sobrecarga, frente a cargas uniformes y frente a carga puntuales, depende de un único parámetro adimensional  $\chi$ .

$$\chi = \chi_I + \frac{\chi_A}{\chi_A}$$

Con

$$\chi_I = \frac{E \cdot I}{\sin^2(\alpha) \cdot \cos(\alpha) \cdot E_T \cdot A_T \cdot L^2} = \frac{E \cdot I}{4 \cdot p^2 \cdot \cos^3(\alpha) \cdot E_T \cdot A_T}$$

$$\chi_A = \frac{E \cdot A}{\cos^3(\alpha) \cdot E_T \cdot A_T}$$

Reemplazado (2) y (3) en (1) se tiene:

$$\chi = \frac{E \cdot I}{4 \cdot p^2 \cdot \cos^3(\alpha) \cdot E_T \cdot A_T} + \frac{I}{4 \cdot p^2 \cdot A}$$

Donde:

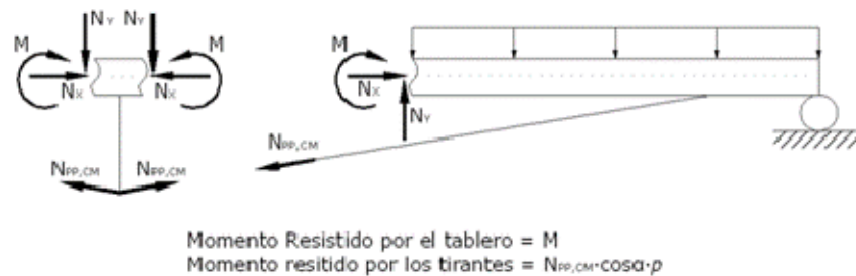
- $\chi$ : Parámetro adimensional que gobierna la respuesta de la estructura frente a sobrecarga
- $\chi_I$ : Parámetro adimensional si no se considera la deformación por axial del tablero
- $\chi_A$ : Parámetro adimensional que considera la deformación por axial del tablero
- $E$ : Módulo de elasticidad del material del tablero
- $A$ : Área del tablero
- $I$ : Inercia del tablero
- $L$ : Luz del puente
- $E_T$ : Módulo de elasticidad de los tirantes
- $A_T$ : Área los tirantes
- $\alpha$ : Angulo que forman los tirantes con el tablero
- $p$ : Longitud del puntal

<sup>8</sup> RUIZ TERÁN, Ana. Puentes Atirantados no Convencionales, Comportamiento estructural y Criterios de Diseño. Tesis Doctoral, Universidad de Cantabria. 2005. Pág. 4.19

El término  $\chi_I$  relaciona la rigidez a flexión del tablero con la rigidez del sistema de atirantamiento inferior. El término  $\chi_I/\chi_A$  relaciona el cuadrado del radio de giro del tablero con el cuadrado de la luz, es pues el inverso del cuadrado de la esbeltez mecánica del tablero. Por lo tanto, el término  $\chi$  es un coeficiente adimensional que da la idea de la rigidez relativa del tablero con respecto a la rigidez del sistema de atirantamiento inferior.

**2.1.2 Eficacia del sistema de atirantamiento.** La eficacia del sistema de atirantamiento  $\xi$  se define como la fracción del momento isostático que se resiste mediante el atirantamiento inferior por un par de fuerzas que comprimen el tablero y traccionan el tirante con un brazo igual a la longitud del puntal. La eficacia aumenta de forma inversamente proporcional a la rigidez relativa  $\chi$ , por lo tanto, el sistema de atirantamiento será más eficaz cuanto menor sea la rigidez relativa  $\chi$ . [RUIZ TERÁN, Ana. 2005]

**Figura 23.** Esquema de fuerzas en el centro de luz debido al peso propio y la carga muerta.



Fuente: RUIZ TERÁN, Ana. 2005

Si el momento resistido por los tirantes bajo la acción del peso propio y la carga muerta impuesta es:

$$M_{tirantes} = N_{PP,CM} \cdot \cos \alpha \cdot p \quad (5)$$

Entonces la eficacia del sistema de atirantamiento será

$$\xi = \frac{N_{PP,CM} \cdot \cos \alpha \cdot p}{M_{isostático}} \quad (6)$$

Donde:

- $N_{PP,CM}$ : Axial en los tirantes debido al peso propio y carga muerta de las estructura.
- $M_{isostático}$ : Momento isostático debido al peso propio y carga muerta de la estructura.

## 2.2 CONCRETO PREESFORZADO

**2.2.1 Definición.** Una de las mejores definiciones del concreto preesforzado es la del comité de Concreto Preesforzado del American Concrete Institute (ACI):

*Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las carga externas dadas se equilibran hasta un grado deseado. En miembros de concreto reforzado se introduce, comúnmente, el preesfuerzo dando tensión al acero de preesfuerzo<sup>9</sup>.*

**2.2.2 Efectos del concreto preesforzado.** Debido a la poca resistencia a tensión de concreto, es probable que los miembros de concreto se fisuren bajo acción de cargas. Para resistir los esfuerzos de tensión, el elemento puede reforzarse con barras de acero. El elemento puede fisurarse pero soportará las cargas, aunque la durabilidad del concreto a largo plazo disminuirá. Para evitar este problema, se puede introducir una fuerza de compresión mediante cualquier mecanismo que transforma el material a uno “elástico”, de modo que el concreto frágil es capaz de soportar esfuerzos de tensión logrando una mayor durabilidad. [CORVEN, John y MORETON, Alan. 2004]

El preesfuerzo aplica una precompresión al elemento que reduce o elimina los esfuerzos de tensión no deseables que, de otra manera, estarían presentes. El agrietamiento debido a las cargas de servicio puede eliminarse parcial o totalmente. Aunque el preesfuerzo total (eliminación total de fisuras) ofrece muchas ventajas con respecto a la construcción no preesforzada, para los casos en que rara vez se aplica la totalidad de la carga viva de diseño, el elemento podría presentar contraflechas excesivas, acortamientos severos y aumento del flujo plástico del concreto lo cual se traduce en pérdidas de preesfuerzo. Si se permite cierto nivel de esfuerzos de tensión por flexión y un nivel limitado de agrietamiento, pueden ser evitados estos problemas. [NILSON, Arthur. 2001]

**2.2.3 Clasificación.** Las estructuras de concreto preesforzado pueden clasificarse de varias maneras dependiendo de sus características de diseño y de la fuente de la fuerza de preesfuerzo. Se nombran a continuación algunas de ellas:

---

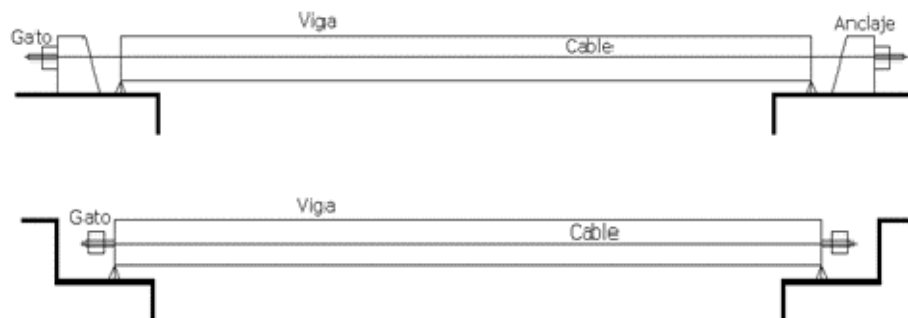
<sup>9</sup>AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, citado por LIN, T.Y. Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado. México: C.E.C.S.A, 1976. Pág. 20

❖ Pretensado y postensado. En la técnica de pretensado los tendones se tesan antes del vaciado del concreto. Para esto, deberán estar anclados temporalmente contra algunos cabezales o plataformas de esfuerzo donde se tesan y se transfiere el preesfuerzo al concreto después del fraguado. En cambio en la construcción postensada, el tendón se tensa después que ha endurecido el concreto y los tendones se anclan contra él inmediatamente después del preesfuerzo. [LIN, T.Y. 1976]

❖ Preesforzado exterior o interior. El preesforzado exterior ofrece varias ventajas respecto del convencional: al estar los tendones fuera de la sección del hormigón se incrementa la calidad de la obra ejecutada, disminuyen las pérdidas por rozamiento en tendones de pretensado al ser trazados rectos, se facilitan las operaciones de inyección y se posibilita la previsión de un posible sustitución de tendones.

❖ Tendones anclados en los extremos o no anclados en los extremos. Cuando se usa el postensado, los tendones se anclan en sus extremos por medio de artificios mecánicos para transmitir el preesfuerzo. En el pretensado, los tendones transmiten su preesfuerzo al concreto simplemente por su acción de adherencia cerca de los extremos. [LIN, T.Y. 1976]

**Figura 24.** Métodos de preesforzado. Arriba pretensado; Abajo postensado.



Fuente: NILSON, Arthur. 2001

❖ Tendones adheridos y sin adherir. Los tendones adheridos, se adhieren al concreto circundante en toda su longitud. Los tendones no anclados en sus extremos serán pues adheridos. Los tendones anclados en sus extremos pueden ser adheridos o no adheridos. La adherencia de los tendones postensados, se logra por la inyección subsecuente de la lechada; si no es adherido, el tendón deberá protegerse de la corrosión galvanizándolo, engrasándolo o usando otro medio. [LIN, T.Y. 1976]

### 2.2.4 Análisis a flexión.

❖ Esfuerzos en el concreto debidos al preesfuerzo<sup>10</sup>. De acuerdo con la práctica actual, los esfuerzos en el concreto debidos al preesfuerzo siempre se calculan por la teoría elástica. Si la fuerza de preesfuerzo  $F$  (Ver figura 25) se aplica en el centroide de la sección de concreto, y si la sección considerada esta lejos del punto de aplicación, entonces, por el principio de Saint Venant, el esfuerzo unitario en el concreto es uniforme a lo largo de esa sección, y está dado por la fórmula usual:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (7)$$

Para un miembro pretensado, cuando el preesfuerzo se transmite de los cabezales al concreto, la fuerza que resistían los cabezales no se transmite al acero y al concreto simultáneamente en el miembro. El eliminar la resistencia de los cabezales equivale a la aplicación de una fuerza opuesta  $F_i$  al miembro.

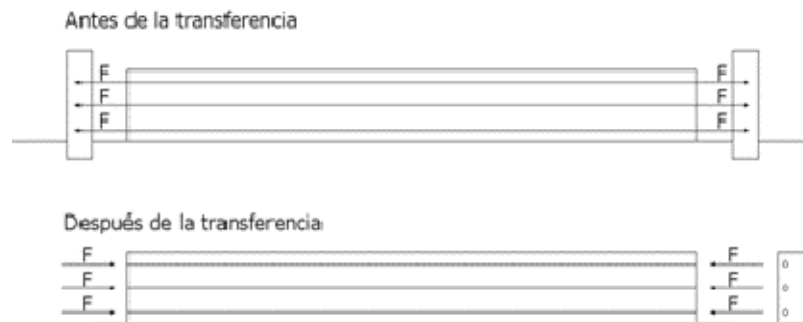
Usando el método de la sección transformada, y con  $A_c$  como área neta del concreto, el esfuerzo de compresión producido en el concreto es

$$\sigma_c = \frac{F_i}{A_c + nA_s} = \frac{F_i}{A_t} \quad (8)$$

Aunque este método de cálculo es correcto de acuerdo con la teoría elástica, la práctica común no sigue tal procedimiento, sino que considera el preesfuerzo en el acero reducido por una pérdida resultante del acortamiento elástico del concreto y aproximada por  $\Delta f_s = n \frac{F_i}{A_c}$  o  $n \frac{F_i}{A_g}$  la cual difiere poco de la fórmula anterior, pero es suficientemente aproximada para los fines prácticos, puesto que la magnitud total de reducción sólo es de 2 o 3% y el valor de  $n$  no puede saberse con exactitud de ninguna manera.

Después de la transferencia del preesfuerzo, aparecerán pérdidas adicionales debidas a la deformación plástica y a la contracción del concreto. Teóricamente, todas esas pérdidas deberían calcularse basándose en una sección transformada, tomando en consideración el área de acero, pero esto se hace rara vez. La practica es suponer las pérdidas por un porcentaje aproximado, en otra palabras, siempre se usa la fórmula  $f = F/A$ , estimando el valor de  $F$  para la condición dada, y utilizando el área gruesa del concreto para  $A$ .

<sup>10</sup> LIN, T.Y. Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado. México: C.E.C.S.A, 1976. Pág. 142

**Figura 25.** Transmisión del esfuerzo concéntrico en un miembro pretensado

Fuente: LIN, T.Y. 1976

Para un miembro postensado, es válido el mismo razonamiento. Supongamos que hay varios tendones en el miembro preesforzado en sucesión. Cada tendón que se tensa se vuelve parte de la sección. Teóricamente, habrá una sección transformada diferente después del tensado de cada tendón. Sin embargo, tales refinamientos no se justifican y el procedimiento usual es simplemente usar la fórmula  $f = F/A$ , con  $F$  basado en el preesfuerzo inicial en el acero.

❖ Esfuerzos en el concreto debidos a las cargas<sup>11</sup>. Los esfuerzos en el concreto producidos por un momento flector externo, se calculan por la teoría elástica usual como:

$$\sigma = \frac{My}{I} \quad (9)$$

Cuando la viga es postensada con adherencia, deberían usarse los valores de  $y$  e  $I$  en una sección transformada. Por aproximación, sin embargo, pueden usarse, ya sea la sección neta de concreto o la sección bruta; la magnitud del error involucrado se puede estimar y no será peligrosa, excepto en caso especiales.

Sin embargo, si la carga o el peso propio de la viga se aplican antes de la adherencia, actúan en la sección neta del concreto, la cual debería ser, por lo tanto, la base para el cálculo de esfuerzo. Para vigas postensadas sin adherencia, la sección neta del concreto es la apropiada para todos los cálculos. Debe tenerse en mente, sin embargo, que cuando la viga no es adherida, cualquier flexión de la viga puede cambiar el preesfuerzo general en el acero, cuyo efecto debe calcularse separadamente, o estimarse convenientemente.

<sup>11</sup> LIN, T.Y. Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado. México: C.E.C.S.A., 1976. Pág. 150

A menudo, solamente se desean los esfuerzos resultantes en el concreto, debidos al preesfuerzo como a la carga, en lugar de sus valores separados. Para un miembro preesforzado con excentricidad  $e$ , los esfuerzos son:

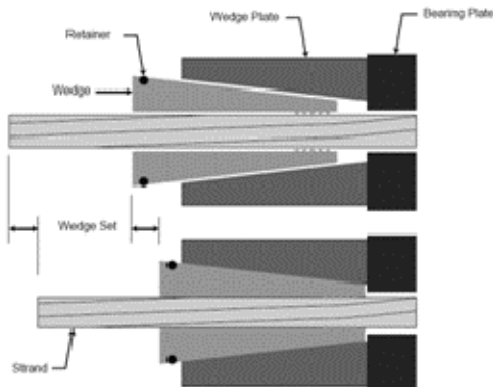
$$\sigma = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \pm \frac{My}{I} \quad (10)$$

## 2.3 PÉRDIDAS DE PREESFUERZO EN CABLES POSTENSADOS

La fuerza inicial transmitida a los tendones postensados por medio de gatos hidráulicos, disminuye en magnitud debido a varias acciones externas e internas de la estructura que tienen lugar a lo largo del tiempo. Se explican a continuación cada una de estas pérdidas y mas adelante, su estimación como pérdidas de porcentaje de preesfuerzo.

**2.3.1 Pérdida debida al deslizamiento en los anclajes.** Para la mayoría de los sistemas de postensado, cuando un tendón se tensa a su resistencia total, se retira el gato y el preesfuerzo se transfiere al anclaje. Los accesorios de anclaje que están sujetos a esfuerzos en esa transferencia tenderán a deformarse, permitiendo así que el tendón se afloje ligeramente. Las cuñas de fricción empleadas para soportar los alambres se deslizaran una distancia pequeña antes de que los alambres sean amordazados firmemente<sup>12</sup>.

**Figura 26.** Deslizamiento del anclaje



Fuente: CORVEN, Jhon. Y MORETON, Alan. 2004

**2.3.2 Pérdida debida al acortamiento elástico del concreto.** En elementos postensados, el concreto se acorta mientras se aplica el gato al tendón contra el

<sup>12</sup> LIN, T.Y. Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado. México: C.E.C.S.A, 1976. Pág. 119

mismo. Puesto que la fuerza en el cable se mide una vez ha tenido lugar el acortamiento elástico del concreto, no es necesario tener en cuenta la pérdida del preesfuerzo debida a ese acortamiento. Si se tiene más de un tendón y estos son esforzados en sucesión, entonces el preesfuerzo se aplica gradualmente al concreto, aumenta el acortamiento del concreto a medida que aprieta cada cable, y la pérdida de preesfuerzo debida al acortamiento varía en los tendones. [LIN, T.Y. 1976]

**2.3.3 Pérdida debida a flexión del miembro.** Cuando un miembro se flexiona, pueden aparecer cambios posteriores en el preesfuerzo: puede haber, ya sea una pérdida o una ganancia de la flexión y de la localización del tendón. Para vigas postensadas con adherencia antes de lechadear, la flexión del miembro afectará al preesfuerzo en el acero. Si los cables son tesados uno a uno, la viga adquiere gradualmente una contraflecha hacia arriba a medida que se van tesando mas cables. Entonces los cables que se tesaron primero perderán algo de su preesfuerzo. En general, estas pérdidas son pequeñas y pueden despreciarse<sup>13</sup>.

Para vigas simples postensadas sin adherencia puede haber una pérdida de preesfuerzo debida a una curvatura hacia arriba causada por el preesfuerzo y habrá una ganancia en el preesfuerzo cuando la viga se cargue totalmente. Afortunadamente, la pérdida o ganancia debida a esa fuente, ordinariamente no es mayor del 2 o 3% y para fines prácticos puede estimarse y permitirse aproximadamente<sup>14</sup>.

**2.3.4 Pérdida por fricción.** Las pérdidas generadas por fricción a medida que el tendón se somete a esfuerzos en elementos postensados, se separan en dos partes por conveniencia: fricción por curvatura y fricción por desviaciones. La primera se debe a los dobleces intencionales en el perfil del tendón y la segunda a la variación no intencional del tendón con respecto al perfil deseado. Es claro que un ducto "recto" tendrá algún desalineamiento no intencional, de manera que siempre deben considerarse las pérdidas por desviaciones en trabajos postensados<sup>15</sup>.

**2.3.5 Pérdida debida a retracción de fraguado del concreto.** La magnitud de la contracción debida a la retracción de fraguado varía grandemente con la proximidad del concreto al agua y el tiempo de aplicación del preesfuerzo. Excepto para estructuras de gran masa, el calor de fraguado se disipa completamente

---

<sup>13</sup> LIN, T.Y. Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado. México: C.E.C.S.A, 1976. Pág. 122

<sup>14</sup> *Ibíd.* Pág.123

<sup>15</sup> NILSON, Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto. Bogotá: Mc Graw Hill, 2001. Pág. 626

dentro de la primera semana después del vaciado. Por consiguiente, tal pérdida no necesita ser considerada en el trabajo de postensado. [LIN, T.Y. 1976]

**2.3.6 Pérdida debida al flujo plástico del concreto.** El acortamiento del concreto al someterse a carga sostenida, se puede expresar por medio del coeficiente de flujo plástico  $C_c$ . El acortamiento plástico puede ser varias veces mayor que el acortamiento elástico y es evidente que producirá una pérdida en la fuerza de preesfuerzo. La fuerza de preesfuerzo que produce el flujo plástico no es constante, sino que disminuye con el paso del tiempo por la relajación de acero, la retracción del fraguado y los cambios de longitud debidos al mismo flujo plástico<sup>16</sup>.

**2.3.7 Pérdida debida a la relajación del acero.** El relajamiento del esfuerzo en el acero, denominado también deformación plástica, es la pérdida de sus esfuerzos cuando es preesforzado y mantenido en una deformación constante por un periodo de tiempo. Algunas veces se mide por el alargamiento cuando se mantiene bajo un esfuerzo constante durante cierto tiempo<sup>17</sup>.

**2.3.8 Estimación de pérdidas como porcentajes del preesfuerzo.** Las pérdidas debidas a la deformación plástica en el acero y a la fricción pueden expresarse más fácilmente de esta manera. Otras pérdidas expresadas en esfuerzos unitarios pueden transformarse fácilmente en porcentajes del preesfuerzo inicial. Esto conduce a menudo a una representación mejor del significado de las pérdidas. Es difícil generalizar la magnitud de la pérdida del preesfuerzo, porque depende de muchos factores: las propiedades del concreto y el acero, las condiciones del curado y humedad, magnitud y tiempo de aplicación del preesfuerzo y el proceso constructivo de preesfuerzo. Para las propiedades promedio del acero y del concreto, curados bajo condiciones normales de aire, pueden tomarse como representativos de las pérdidas promedio los valores tabulados<sup>18</sup>.

**Tabla 1.** Porcentaje de pérdidas de preesfuerzo

Efecto	% Pérdida
Acortamiento elástico y flexión del miembro	1
Deformación plástica del concreto	5
Contracción del concreto	6
Deformación plástica del acero	3

Fuente: LIN, T.Y. 1976

<sup>16</sup> NILSON, Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto. Bogotá: Mc Graw Hill, 2001. Pág. 627

<sup>17</sup> LIN, T.Y. Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado. México: C.E.C.S.A, 1976. Pág. 116

<sup>18</sup> *Ibíd.* Pág. 134.

### 3 PROCEDIMIENTO Y ALCANCE DEL ESTUDIO

#### 3.1 SOFTWARE EMPLEADO

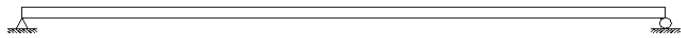
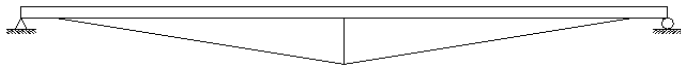
Para conocer la respuesta estructural de los elementos ante las acciones impuestas, se ha empleado el programa comercial SAP2000 versión 10.0.1.

#### 3.2 TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES

Para todos los casos se han estudiado puentes de un solo vano. La tipología fundamental en el presente estudio es de un puente con la configuración más sencilla del atirantamiento inferior, esta es, la de un único puntal ubicado en el centro de luz. Se han considerado para esta tipología, dos clases de tablero, en lo que a su reforzamiento respecta. Uno se ha reforzado con armaduras pasivas (tablero en concreto reforzado) y en el otro se han empleado armaduras activas adherentes formadas por tendones concéntricos postensados y armaduras pasivas (tablero en concreto preesforzado).

En pro de comparar las cantidades de materiales requeridas para los puentes con atirantamiento inferior y las que requieren otras tipologías, han sido analizados y diseñados un puente de losa y un puente de viga y losa\*.

**Figura 27.** Tipologías estructurales consideradas en el presente estudio

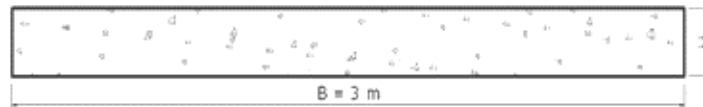
	<p>Puente Isostático</p>
	<p>Puente con atirantamiento inferior con un puntal</p>

\* Ver anexo E (Análisis y diseño del puente de viga y losa)

### 3.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

**3.3.1 Tablero.** Se ha considerado un puente peatonal de 20 metros de luz. La sección empleada es de losa maciza. El tablero tiene un ancho de tres metros, con barandas a cada lado. La altura del tablero  $H$ , será modificada para establecer su relación con el comportamiento estructural del puente, además se verificarán los requisitos establecidos en el código colombiano de puentes.

**Figura 28.** Sección transversal del tablero



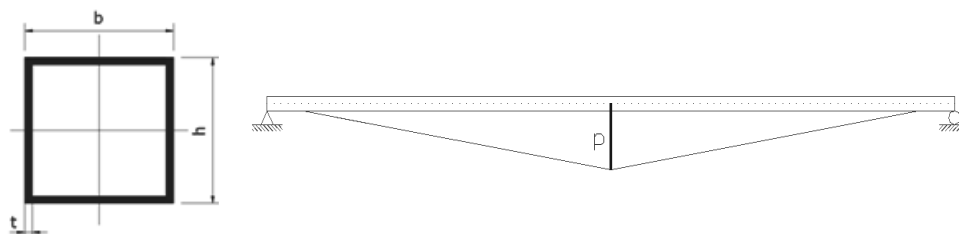
❖ **Patrones de armado.** Con el fin de establecer la cantidad de refuerzo pasivo requerido ya sea para el tablero en concreto reforzado o preesforzado, se han establecido dos patrones de armado que distan de un armado minucioso, pero para efectos prácticos resultan convenientes. El primer patrón se ha empleado cuando la magnitud del momento positivo en el centro de luz no difiere mucho de la del momento máximo positivo en el tablero. El segundo patrón se ha empleado cuando la magnitud del momento positivo en el centro de luz es apreciablemente menor que la del momento máximo positivo.

**Figura 29.** Patrones de armado considerados

Patrón de armado	Diagrama de Momento flector, Esquema de armado
1	<p>Este diagrama muestra un puente de un solo vano de 20 metros. El diagrama de momentos flectores superior indica un momento negativo máximo (<math>M_{\text{máx -}}</math>) en los apoyos y momentos positivos (<math>M_{\text{máx +}}</math>) en el centro del vano. El esquema de armado inferior muestra barras horizontales en la parte superior y inferior, con secciones de armado etiquetadas como <math>S1 (X=5\text{m})</math> y <math>S2</math> en el centro del vano.</p>
2	<p>Este diagrama muestra un puente de un solo vano de 20 metros. El diagrama de momentos flectores superior indica un momento negativo máximo (<math>M_{\text{máx -}}</math>) en los apoyos y momentos positivos (<math>M_{\text{máx +}}</math>) en el centro del vano. El esquema de armado inferior muestra barras horizontales en la parte superior y inferior, con secciones de armado etiquetadas como <math>S1 (X=3.5\text{m})</math>, <math>S2</math>, <math>S3 (X=10\text{m})</math> y <math>S1 (X=16.5\text{m})</math>.</p>

**3.3.2 Puntal.** El puntal se encuentra articulado en el tablero con el fin de no transmitirle momentos flectores. Como sección típica se ha adoptado un perfil rectangular de pared delgada constante y sus dimensiones han sido modificadas de tal manera que cumpla los requisitos de esbeltez y satisfaga la sollicitación a la que esta sometido.

**Figura 30.** Sección transversal tipo y esquema del puente resaltando el puntal



La altura del puntal  $p$  es otro parámetro de análisis. Se han considerado para los puentes con atirantamiento inferior y tablero en concreto reforzado cuatro alturas, donde la altura máxima se ha fijado en 1 metro, ya que alturas mayores a esta, provocarían además de un aumento en las cantidades de obra de los accesos al puente (rampas ó escaleras), rechazo por parte del peatón debido a la tendencia natural de estos a elegir el camino mas cómodo, que frecuentemente consiste en cruzar directamente la calzada<sup>19</sup>. Puede generarse además incomodidad en el conductor que transite por debajo del puente (si es que este se proyecta para salvar una vía) debido a la protuberancia del puntal. Para la variante del atirantamiento inferior con tablero en concreto preesforzado se estudió su aplicación solo para la altura máxima del puntal.

**Tabla 2.** Alturas del puntal consideradas en el presente estudio

$p/L$	$p$ (m)
1/40	0.50
1/30	0.67
1/25	0.80
1/20	1.00

**3.3.3 Tirantes.** Los tirantes consisten en tendones de diámetro  $\varnothing:0.5"$ . La cantidad de tirantes empleados resulta ser otro parámetro de gran influencia en el comportamiento estructural del puente que ha sido estudiado.

<sup>19</sup> GONZALEZ, José; CORBAL, Jesús y CAPELLAN, Guillermo. Pasarelas Peatonales Urbanas. Barcelona, 2003. Pág. 70

### 3.4 MATERIALES

**3.4.1 Concreto.** Ha sido empleado en el tablero un concreto de resistencia nominal  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ . El uso de este no solo representa una ventaja económica sino también un aumento en la eficacia del sistema de atirantamiento debido a la disminución de la rigidez del tablero. Como es sugerido en el Código Colombiano de Puentes, el valor del módulo de elasticidad para agregado grueso de origen sedimentario o metamórfico se ha supuesto como  $E_c = 12000\sqrt{f'c}$  en unidades de  $\text{Kg/cm}^2$ .

**Tabla 3.** Propiedades del concreto consideradas en el presente estudio.

Resistencia Nominal	$f'c: 210 \text{ Kg/cm}^2$ (21MPa)
Módulo de Elasticidad	$E_c: 173896.5 \text{ Kg/cm}^2$
Relación de Poisson	0.2
Coefficiente de Expansión Térmica	$9.90 \cdot 10^{-6}$

**3.4.2 Acero activo.** Para los tirantes y para el preesfuerzo adherente, se ha utilizado acero de alta resistencia. Los tendones de diámetro 0.5", son fabricados usando seis alambres enrollados alrededor de un séptimo cuyo diámetro es ligeramente mayor, recubiertos mediante vaina de polietileno, grasa y una malla de refuerzo.

**Tabla 4.** Propiedades del acero activo consideradas en el presente estudio.

Diámetro Nominal	$\Phi: 0.5''$
Área Nominal	$A_t: 99 \text{ mm}^2$
Esfuerzo de Fluencia	$f_{py}: 1701 \text{ MPa}$
Esfuerzo Último	$f_{pu}: 1890 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidad	$E_{s.a}: 199500 \text{ MPa}$
Coefficiente de Expansión Térmica	$12 \cdot 10^{-6}$
Peso Nominal	0.53 lb/ft
% Relajación	Máx. 2.5

Fuente: VSL - Multistrand Post-Tensioning

**3.4.3 Acero pasivo.** Se ha empleado un acero con esfuerzo de fluencia  $f_y = 420 \text{ MPa}$  y un módulo de elasticidad de  $E_{sp} = 200000 \text{ MPa}$ . El refuerzo a flexión no preesforzado consiste en barras de diámetro mínimo  $\Phi: 5/8''$ . En caso de que se requiera refuerzo para resistir el esfuerzo cortante, se ha dispuesto un diámetro mínimo de rama de  $\Phi: 3/8''$ .

**3.4.5 Acero estructural.** Para el puntal metálico, se ha dispuesto de un perfil rectangular en acero estructural.

### 3.5 ACCIONES

**3.5.1 Carga Muerta.** La carga muerta consiste en el peso propio de la estructura y la carga de la baranda. Para esta última ha sido adoptado una carga de baranda de  $100 \text{ Kg}/\text{m}$ , cumpliendo con el requisito establecido en el numeral A.11.3 del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCP 200-94).

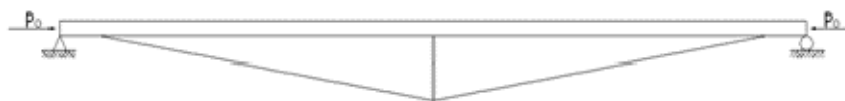
**3.5.2 Carga Viva.** La carga viva para los puentes peatonales según el numeral A.3.4.8-Cargas para andenes y bordillos del CCP 200-94 consiste en una carga distribuida de  $400 \text{ Kg}/\text{m}^2$ .

**3.5.3 Presolicitación.** La fuerza de presolicitación consiste en un axial de tensión en los cables. En el sistema de construcción postensado, el gato hidráulico es atado a uno o ambos extremos del cable y es presionado a un determinado valor contra la viga. Esto induce una fuerza en el tendón, el cual se alarga elásticamente una distancia igual a la distancia recorrida por el gato. Finalizado el proceso, los cordones son recortados con un disco abrasivo. Debido a que se han empleado dos tipos de acero activo (tirantes y tendones adheridos) se han separado los efectos introducidos al modelo para simular cada acción.

❖ Presolicitación en los tirantes. Para modelar matemáticamente el proceso constructivo mencionado atrás, se ha usado un concepto básico de resistencia de materiales. La mayor parte de los materiales empleados en ingeniería, cuando no están firmemente sujetos, se dilatan cuando se calientan y se contraen cuando se enfrían. Como los tirantes están impedidos de movimientos libres en sus extremos, se ha impuesto en estos un descenso de temperatura  $-\Delta T$ , que elimina tal restricción y se traduce en esfuerzos térmicos que introducen en el cable un estado de tensión. Es decir, la simulación es opuesta al proceso constructivo ya que primero se corta el tirante y después se lleva al extremo del miembro hasta el anclaje. [HIGDON, Archie et. al. 1971] [RUIZ TERÁN, Ana. 2005]

❖ Presolicitación en los tendones adheridos. Debido al trazado recto de los tendones y la excentricidad nula respecto al eje de la sección de concreto se modela la presolicitación en estos como fuerzas aplicadas en los extremos del tablero.

**Figura 31.** Modelación del pretensado adherente para el tablero en concreto preesforzado



**3.5.4 Pérdidas de preesfuerzo.** Como fueron definidas anteriormente, las pérdidas de preesfuerzo aparecen en el tiempo de vida de la estructura y su estimación puede hacerse de manera detallada o asumiendo porcentajes de pérdida del preesfuerzo. Esta última técnica ha sido empleada en este estudio, ya que facilita los cálculos necesarios para el análisis de la estructura. Los valores de pérdida expresados como porcentaje del preesfuerzo que han sido usados se muestran en la tabla.

**Tabla 5.** Porcentaje de pérdidas de preesfuerzo acogidos en el presente estudio

Efecto	% Pérdida
Deslizamiento del anclaje	5
Acortamiento elástico y flexión del miembro	1
Fricción	4
Deformación plástica del concreto	5
Deformación plástica del acero	2.5

### 3.6 COEFICIENTES DE REDUCCION NOMINAL Y FACTORES DE MAYORACION DE CARGAS

**3.6.1 Coeficientes de reducción nominal.** Los coeficientes de reducción usados en esta investigación para cada efecto que actúa sobre la estructura son los que establece el CCP 200-94:

<i>Flexión sin carga axial.....</i>	0.90
<i>Compresión axial con o sin flexión</i>	
<i>Miembros con refuerzo en espiral.....</i>	0.75
<i>Miembros reforzados de otra manera.....</i>	0.70
<i>Cortante y torsión.....</i>	0.85

**3.6.2 Factores de mayoración de cargas.** En general actúan sobre la estructura tres tipos de cargas: carga muerta  $D$ , carga viva  $L$  y la presolicitación ya sea de los tirantes o de los tendones adheridos. Los factores de carga para las dos primeras

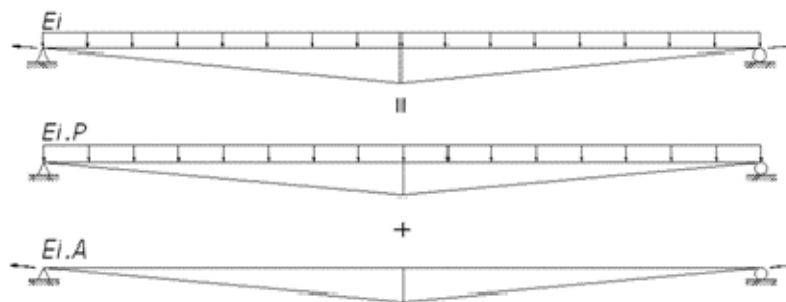
se estipulan en el Código Colombiano de Puentes y sus valores para el grupo de carga adoptado en este estudio son:

$$\begin{aligned} \text{Grupo}(N) &= \gamma[\beta_D D + \beta_L L] \\ \text{Grupo}(I) &= 1.3[D + 1.67L] \\ \text{Grupo}(I) &= 1.3D + 2.171L \end{aligned}$$

Para el caso de la presolicitación, el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes no tiene en cuenta en ninguno de sus grupos de carga la acción de la presolicitación en tirantes, y no establece en ningún numeral el valor del factor de carga que debe ser aplicado para este tipo de acción. En la tesis doctoral defendida por Ana María Ruiz, se establece el valor del factor de carga para esta acción, por medio de un fiel razonamiento de las cargas y del comportamiento de la estructura. Se presenta a continuación dicho análisis, pues además de ser fundamental para este estudio, se facilitaría el acceso por lo menos en Colombia a este razonamiento.

El primer paso consiste en discriminar la sollicitación de los tirantes en el estado permanente (*Estado Ei*). La carga muerta (*Estado Pasivo Ei.P*) puede estar sujeta a incrementos antes o después de haber tesado los tirantes. La presolicitación de los tirantes (*Estado Activo Ei.A*) en cambio, es establecida por el diseñador y a menos que durante la construcción no se controle la tensión de los tendones o la deformación de la estructura, este no tendrá incremento alguno.

**Figura 32.** Descomposición de acciones en estado permanente



Fuente: Autor del proyecto

Si el incremento de la carga muerta ocurre después de haber tesado los tirantes, los esfuerzos en la estructura se determinarán por la combinación:

$$1.3(Ei.P) + 1.0(Ei.A)$$

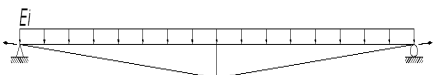

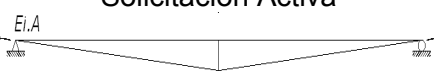
Si el incremento de carga muerta ocurre antes del tesado de los tirantes los esfuerzos no serán los mismos: el axial en los tirantes sería el axial de diseño  $N_{Ei}$ , el axial debido a la carga muerta sería  $1.3N_{Ei.P}$  y el axial debido a la presolicitación sería  $N_{Ei} - 1.3N_{Ei.P}$  lo que es igual a  $N_{Ei.A.} - 0.3N_{Ei.P}$ .

Entonces la presolicitación será inferior a la deseada y los esfuerzos se determinarían por la combinación:

$$1.3(Ei.P) + 1.0(Ei.A) \left(1 - \frac{0.3N_{Ei.P.}}{N_{Ei.A.}}\right)$$

Esto se puede comprobar durante la construcción en el momento de medir las deformaciones de la estructura tras el tesado, por lo tanto aún se pueden tomar acciones. Queda aclarado entonces que un aumento de la carga muerta antes del tesado de la estructura puede ser corregido, por lo tanto este caso no será estudiado en este proyecto.

**Tabla 6.** Resumen de las combinaciones para estado permanente

	Carga muerta incrementada antes de tesado de tirantes	Carga muerta incrementada después de tesado de tirantes
<p>Estado Permanente</p> 	$1.3(Ei.P) + (Ei.A) \left(1 - \frac{0.3N_{Ei.P.}}{N_{Ei.A.}}\right)$	$1.3(Ei.P) + 1.0(Ei.A)$
<p>Solicitación Pasiva</p> 	$1.3(Ei.P)$	$1.3(Ei.P)$
<p>Solicitación Activa</p> 	$1.0(Ei.A) \left(1 - \frac{0.3N_{Ei.P.}}{N_{Ei.A.}}\right)$	$1.0(Ei.A)$

Para el caso en el cual la carga muerta aumenta después del tesado de los tirantes, los esfuerzos producidos debido a esta carga mayorada podrían ser del mismo signo que los producidos por la presolicitación. Este fenómeno podría presentarse en la sección donde se ubica el puntal, donde los momentos negativos debidos a la presolicitación se traslaparían con los momentos debidos a la carga muerta mayorada. Si se pensara en amplificar el efecto de la carga de

tensionamiento por medio de un coeficiente – *procedimiento que es realizado comúnmente* - por ejemplo adoptar el mismo coeficiente de mayoración de la carga muerta, se incurriría en un grave error, puesto que los esfuerzos serían demasiado altos en la zona de traslape, lo cual bloquearía la posibilidad de construir un tablero esbelto, además de aumentar la cantidad de refuerzo pasivo o activo adherente en dicha zona.

Ahora, el factor de carga para la presolicitud de los tendones adheridos en el tablero, siguiendo el mismo razonamiento anterior, será también 1.0. Entonces la combinación para estado permanente sería:

$$1.3(Ei.P) + 1.0(Ei.A)_{tirantes} + 1.0(Ei.A)_{tendones\ adheridos}$$

### 3.7 SISTEMA CONSTRUCTIVO

La viabilidad del proceso constructivo adoptado en una obra, para este caso en particular en un puente peatonal, obedece a factores externos tales como el contratante (Estado ó ente privado), repetición de la estructura, grado de afectación permitido del volumen de tránsito en la vía a salvar, disponibilidad de tecnología, personal de construcción, materiales, equipos y herramientas, entre otros.

Los requisitos de calidad exigidos por las autoridades competentes, la reducción de costos de personal y tiempo de ejecución, además del desarrollo tecnológico adquirido en los procedimientos constructivos, muestran a la prefabricación como un sistema constructivo de tendencia en alza, no solo en lo referente a puentes, si no en la construcción en general. En Colombia, la prefabricación de elementos estructurales no ha sido acogida como en otros países, puesto que las exigencias tecnológicas sobrepasan los límites de muchas empresas constructoras, y en algunos casos en que la prefabricación se ha empleado, el producto final da muestras de dicho déficit. La construcción *in situ* y los métodos básicos de construcción, aparecen como solución al quebranto tecnológico.

En este estudio, se ha analizado el comportamiento de la estructura considerado la construcción en el sitio, pues como se anotó en los objetivos, se pretende encontrar la aplicabilidad de esta tipología en Colombia.

El proceso de construcción de la superestructura podría ser el siguiente: luego de la instalación de la cimbra metálica y el encofrado, se procede al armado del refuerzo pasivo, instalación del puntal y los tirantes. Estos últimos deben ser encamisados por ductos en la zona donde penetran el tablero. Luego, se llevan a cabo el vaciado del concreto y el proceso de curado, siendo éste último muy importante pues se deben reducir al máximo las pérdidas debidas a la retracción por fraguado del concreto. El último paso consistiría en el tesado de los tirantes. Para efectos de simplificación del presente estudio, se asumió que las barandas son colocadas antes del tesado de los tirantes. Si en el momento de construir, estos u otros elementos no estructurales fuesen instalados después del tesado de los tirantes, entonces como se vio en el numeral 3.6.2, se debe aplicar un retesamiento.

Para la variante en la que el tablero es preesforzado, previo a la fundición del tablero deben ser instalados los ductos y cables para los tendones adheridos, además de los otros elementos. Luego del curado, se tensionarán los tendones adheridos y después se tensarán los tirantes.

### **3.8 ESTADOS DE CARGA**

El procedimiento constructivo utilizado, la aparición de las pérdidas a corto y largo plazo, y la aplicación de las cargas exteriores determinan en las estructuras preesforzadas distintos estados de carga. Se muestran a continuación los estados de carga analizados para el puente con atirantamiento inferior y tablero en concreto reforzado y para su variante con tablero preesforzado.

#### **3.8.1 Estados de carga para el puente con atirantamiento inferior y tablero en concreto reforzado.**

Una vez el tablero se ha fundido, aún reposa sobre la cimbra, entonces el peso propio y la carga muerta de la baranda no solicitan la estructura. A medida que la fuerza de presolicitación es transferida de los gatos hidráulicos a los tirantes, se genera en el tablero una deflexión hacia arriba que lo despega de la cimbra, y por ende las acciones del peso propio y carga muerta solicitan a la estructura. Como se anotó en el numeral 3.5.3, el axial del tirante se simula mediante una disminución en la temperatura, entonces, la fuerza de presolicitación dada a los tirantes será:

$$N_0 = N_{-\Delta T_0}$$

❖ Estado de Carga E1. Transferida la totalidad de la fuerza de presolicitación, se podría realizar el desencofrado y la desinstalación de la cimbra. Debido a que el peso propio y la carga muerta impuesta solicitan la estructura, el axial en los tirantes será:

$$N_{E1} = N_0 + N_{PP,CM}$$

❖ Estado de Carga E2. Se consideran en este que han ocurrido las pérdidas a corto plazo: pérdidas debidas al deslizamiento de la cuña en el anclaje, fricción, acortamiento elástico y flexión en el miembro. La primera pérdida ocurre cuando se ha transferido la totalidad de la carga, en cambio las tres últimas ocurren simultáneamente con la aplicación de la presolicitación. Por tal razón, estas se han agrupado.

Justo antes del soltar el gato, los tirantes están sometidos a tensión debido a la presolicitación, el peso propio y la carga muerta, entonces la pérdida total para este estado será la suma de las pérdidas de tensión para cada acción. El axial en los tirantes será:

$$N_{E2} = N_{E1} - \sum \Delta N_{Corto\ Plazo}$$

Debido a que en este estudio se han considerado las pérdidas como porcentajes del preesfuerzo inicial, entonces el axial de los tirantes expresado en función de las pérdidas como porcentajes sería:

$$N_{E2} = (N_{E0} + N_{PP,CM}) \cdot \prod_{i=1}^2 (1 - \% \Delta N_i)$$

Para  $i = 1$  se representa el porcentaje total de pérdidas debidas a la fricción, acortamiento elástico y flexión en el miembro, y para  $i = 2$  se representa el porcentaje de pérdidas debida al deslizamiento de la cuña en el anclaje.

❖ Estado de Carga E3. El puente es puesto a servicio y actúa la carga viva sobre la estructura, generando un nuevo estado. El axial en los tirantes será:

$$N_{E3} = N_{E2} + N_{CV}$$

❖ Estado de Carga E4. Después de un periodo de varios meses o aún de años, ocurren la totalidad de las pérdidas a largo plazo (Pérdidas debido a flujo plástico del concreto y acero). El axial en los tirantes será:

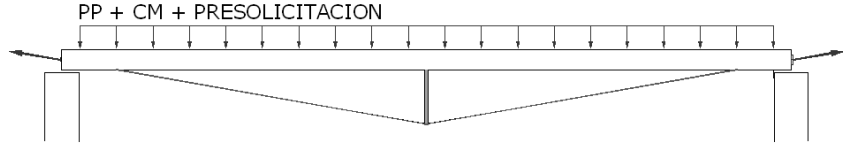
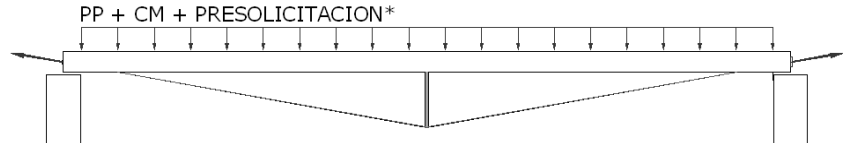
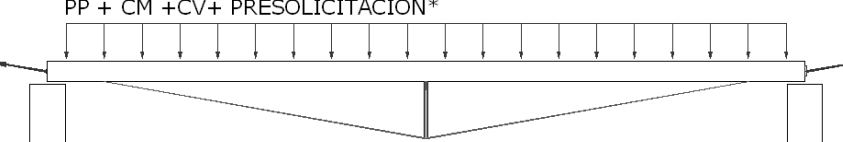
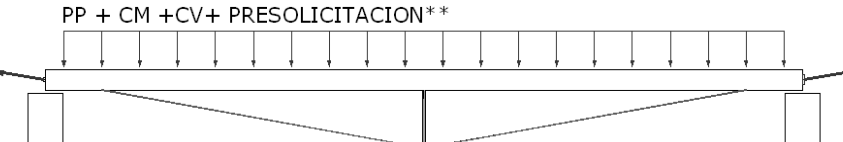
$$N_{E4} = N_{E3} - \sum \Delta N_{Largo\ Plazo}$$

Nuevamente, si se expresa el axial en los tirantes en función de las pérdidas como porcentajes sería:

$$N_{E2} = \left[ (N_{E0} + N_{PP,CM}) \cdot \prod_{i=1}^3 (1 - \%Ni) \right] + N_{CV}$$

Donde  $i = 1$  e  $i = 2$  son lo mismo que se explicó previamente, y para  $i = 3$  se representa el porcentaje total de pérdidas debidas al flujo plástico en el acero y en el concreto.

**Figura 33.** Estados de carga considerados y acciones sobre la superestructura.

Estado de Carga	Esquema de acciones
E1	
E2	
E3	
E4	

\* Indica que han ocurrido las pérdidas a corto plazo

\*\* Indica que han ocurrido las pérdidas a largo plazo

### 3.8.2 Estados de carga para el puente con atirantamiento inferior y tablero en concreto preesforzado.

❖ Estado de Carga E1. En este estado se ha considerado la acción debida a la presolicitación del refuerzo activo adherente (Presolicitación A.A).Nuevamente, debido a que el tablero aún reposa sobre la cimbra, el peso propio y la carga muerta de baranda no solicitan la estructura. La fuerza de presolicitación para este estado es  $P_{E1}$  y actúa sobre el puente sin tirantes.

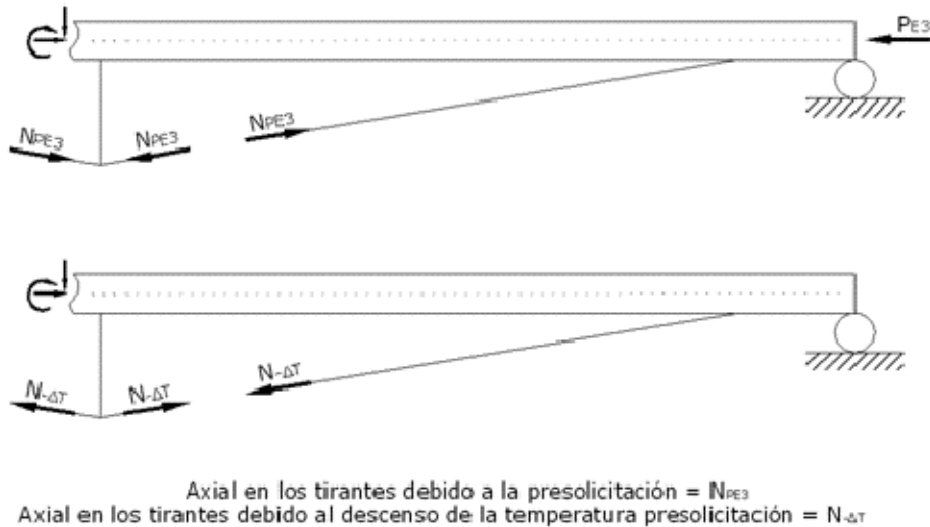
- ❖ Estado de Carga E2. Ocurren las pérdidas a corto plazo en el refuerzo activo adherido. La fuerza de presolicitación actúa sobre el puente sin tirantes y su magnitud será:

$$P_{E2} = P_{E1} - \sum \Delta P_{Corto\ Plazo}$$

- ❖ Estado de Carga E3. En este estado, se ha considerado que los tirantes han sido (Presolicitación A.T). Como se explicó anteriormente, el tablero se despega de la cimbra y las acciones del peso propio y la carga muerta impuesta solicitan la estructura.

La fuerza de presolicitación para los tendones adheridos será la misma que para el estado E2, pero en esta ocasión actúa sobre el puente con tirantes. En el modelo, debido a la hiperestaticidad de la estructura, la fuerza de compresión en el tablero que simula la presolicitación de los tendones adheridos, induce en los tirantes un axial de compresión. Para revertir este fenómeno se debe aplicar un descenso en la temperatura de los tirantes que genere un axial de tensión de magnitud igual al axial de compresión generado por la fuerza que simula los tirantes adheridos.

**Figura 34.** Eliminación por medio del descenso de temperatura, del axial de compresión en los tirantes debido a la fuerza  $P_{E3}$  en el tablero.



Si  $N_0$  es el axial en los tirantes debido a la presolicitación de estos, entonces el axial total en los tirantes para este estado será  $N_{E3} = N_0 + N_{PP,CM}$ .

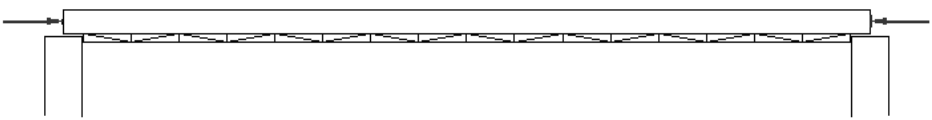
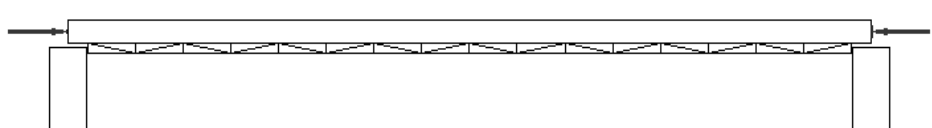
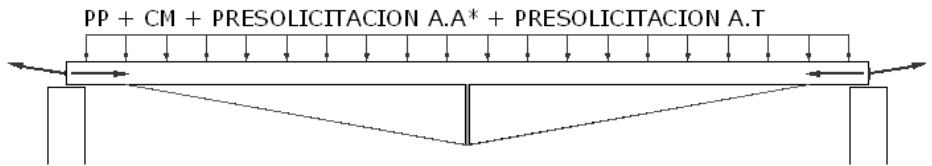
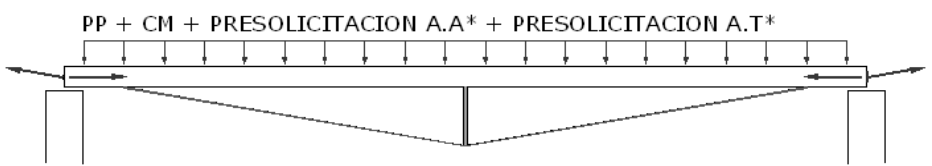
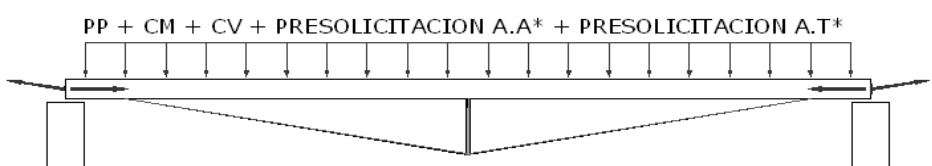
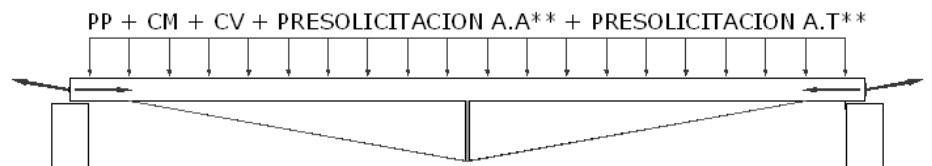
❖ Estado de Carga E4. Se ha considerado en este estado que ocurren las pérdidas de preesfuerzo a corto plazo en los tirantes. El axial en los tirantes está dado por  $N_{E4} = N_{E3} - \sum \Delta N_{Corto\ Plazo}$ . La fuerza de presolicitación para los tendones adheridos será igual que en el estado E3.

❖ Estado de Carga E5. El puente es puesto a servicio y actúa la carga viva sobre la estructura. El axial en los tirantes está dado por  $N_{E5} = N_{E4} + N_{CV}$  y la fuerza en los tendones adheridos será la misma que para el estado E4.

❖ Estado de Carga E6. Ocurren tanto para los tendones adheridos en el tablero como para los tirantes las pérdidas a largo plazo (pérdidas debido a flujo plástico del concreto y acero).

El axial en los tirantes está dado por  $N_{E6} = N_{E5} - \sum \Delta N_{Largo\ Plazo}$ . La fuerza en los tendones adheridos  $P_{E5} = P_{E4} - \sum \Delta P_{Largo\ Plazo}$ .

Figura 35. Estados de carga considerados y acciones sobre la superestructura.

Estado de Carga	Esquema de acciones
E1	<p>PRESOLICITACION A.A</p> 
E2	<p>PRESOLICITACION A.A*</p> 
E3	<p>PP + CM + PRESOLICITACION A.A* + PRESOLICITACION A.T</p> 
E4	<p>PP + CM + PRESOLICITACION A.A* + PRESOLICITACION A.T*</p> 
E5	<p>PP + CM + CV + PRESOLICITACION A.A* + PRESOLICITACION A.T*</p> 
E6	<p>PP + CM + CV + PRESOLICITACION A.A** + PRESOLICITACION A.T**</p> 

\* Indica que han ocurrido las pérdidas a corto plazo

\*\* Indica que han ocurrido las pérdidas a largo plazo

### 3.9 VERIFICACIONES

Se ha verificado para cada estado de carga que los elementos que componen la estructura cumplan los requisitos establecidos en la normatividad Colombiana.

#### 3.9.1 Verificaciones en estado de cargas de servicio.

❖ Esfuerzos en el acero activo. Los esfuerzos en el acero activo (tirantes o tendones adheridos) no exceden los valores establecidos en el numeral A.8.7.2.1.1 del Código Colombiano de Puentes.

❖ Esfuerzos en el concreto reforzado. Los esfuerzos fibrarios en el concreto reforzado no deben exceder para la zona a tensión el módulo de rotura del concreto y para la zona a compresión el valor de  $0.45f'c$ . El módulo de rotura para un concreto de peso normal es  $1.98\sqrt{f'c}$ , ecuación expresada en unidades de Kg/cm<sup>2</sup>. Cuando los esfuerzos a tensión exceden el valor del módulo de rotura, se ha colocado refuerzo pasivo para resistir la fuerza total a tensión en el concreto.

❖ Esfuerzos en el concreto preesforzado. Los esfuerzos fibrarios no exceden los valores establecidos en los numerales A.8.7.2.1.2.1 y A.8.7.2.1.2.2 del Código Colombiano de Puentes. Igual que para el tablero en concreto reforzado, cuando los esfuerzos a tensión exceden el valor del módulo de rotura, se ha colocado refuerzo pasivo.

❖ Deflexión del tablero de concreto. La deflexión en el tablero afectará la resistencia o funcionalidad de la estructura para las cargas de servicio. Las deflexiones debido a la carga viva, han sido limitadas a 1/1000 de la luz como es exigido en el numeral A.7.6.6.3 del CCP-200-94.

#### 3.9.2 Verificaciones en estado de cargas último.

❖ Verificación de comportamiento como viga. Debido a que el tablero está sometido a compresión, se ha garantizado para la mayoría de los casos que la fuerza axial mayorada no sea mayor al diez por ciento del producto de la resistencia nominal característica del concreto  $f'c$  y el área bruta  $A_g$ , esto con el fin de que el comportamiento de la estructura sea como el de una viga y no como

de una columna en donde la carga axial domina el comportamiento. Para los casos en que no se cumplió lo anterior, la relación  $\frac{P_u}{0.1 \cdot f'c \cdot A_g}$  no ha excedido de 1.1, pudiendo ser considerada la flexión en el elemento, la fuerza interna que rige el comportamiento.

❖ Verificación de pandeo local en el puntal. Ha sido verificado según el numeral F.2.2.5 del título F de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98) que el perfil de acero usado sea compacto, es decir, las alas deben estar conectadas continuamente al alma y la relación ancho-espesor del elemento no debe exceder el valor límite  $\lambda_p$ . Debido a que la sección del perfil adoptada es tipo cajón cuadrada, los valores de  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  son:

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{F_y}}, \text{ con } F_y \text{ en MPa}$$

$$\lambda_r = \frac{625}{\sqrt{F_y}}, \text{ Con } F_y \text{ en MPa}$$

❖ Verificación de la relación máxima de esbeltez en el puntal. Se ha verificado que la relación de esbeltez  $Kl/r$  no exceda el valor de 200, tal y como es establecido en el numeral F.2.2.7 del título F de la NSR-98.

❖ Verificación de resistencia a compresión del puntal. Se ha verificado para todos los estados últimos de carga, que la resistencia nominal a compresión del perfil multiplicada por el coeficiente de reducción nominal  $\phi$ , es mayor o igual que la sollicitación última, esto es,  $\phi P_n \geq P_u$ . Para el cálculo de la resistencia nominal se ha seguido el procedimiento indicado en el numeral F.2.5.2 del título F de la NSR-98.

### 3.10 DISEÑO

**3.10.1 Efectos de Esbeltez.** Tal y como se establece en el numeral A.7.8.8.1.1 del CCP-200-94, se ha tenido en cuenta la influencia de la carga axial en el tablero, el efecto de las deformaciones sobre los momentos y fuerzas y los efectos de segundo orden (P-Delta).

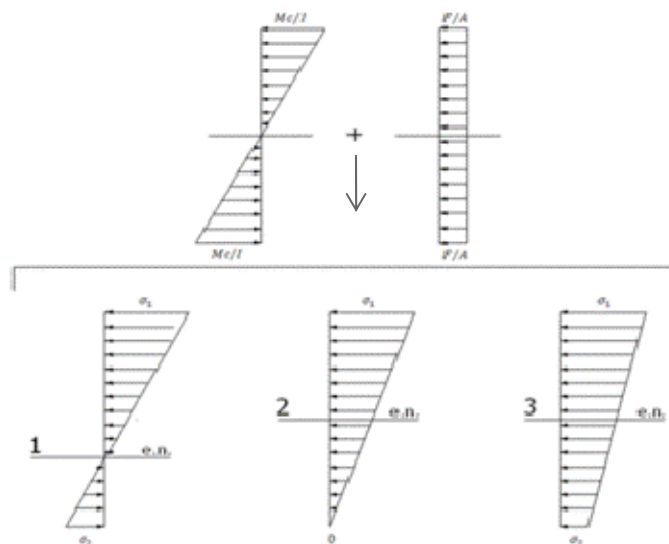
**3.10.2 Diseño a cortante.** El diseño y análisis a cortante se ha realizado siguiendo lo establecido en el numeral A.7.8.9 del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes.

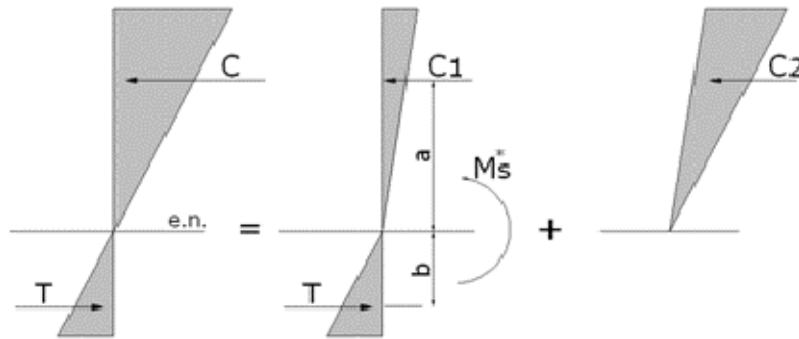
**3.10.3 Diseño a flexión.** El diseño a flexión para el tablero en concreto reforzado y preesforzado se ha realizado teniendo en cuenta además del momento flector debido a las acciones impuestas, el efecto del axial de compresión introducido por los tirantes. Mediante conceptos de la mecánica estructural se ha establecido un método sencillo que integra la teoría elástica y la teoría de cargas últimas.

Siguiendo la ecuación (8), los esfuerzos normales para un momento flector debido cargas externas, son proporcionales a la distancia  $a$  desde el eje y su magnitud en la fibra extrema ubicada a una distancia  $c$  del eje neutro es  $\sigma = Mc/I$ . Para una fuerza de compresión concéntrica, la magnitud de los esfuerzos normales será  $\sigma = F/A$ .

Si se superponen ambos efectos, se tendrían tres posibilidades para los esfuerzos totales resultantes (Ver figura 42). Para los casos 2 y 3 el miembro estará sometido a compresión y si los esfuerzos  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  son menores que la resistencia del concreto a la compresión entonces no se requeriría acero de refuerzo. Para el caso 2, una zona del miembro esta sometida a tensión y requiere por lo menos de un refuerzo mínimo para resistir la tracción en el bloque inferior.

Figura 36. Posibles estados de esfuerzos resultantes



**Figura 37.** Descomposición de esfuerzos en el estado resultante 1.

El primer paso para el diseño del refuerzo requerido en el caso 1 de la figura 42 consiste en descomponer el bloque a compresión en dos sub-bloques. La resultante  $C_1$  del primer sub-bloque tiene igual magnitud a  $T$ . El segundo bloque será el complementario al primero, de tal manera que  $C_1 + C_2 = C$ . Las fuerzas  $C_1$  y  $T$ , generan respecto del eje neutro un momento flector  $M_s^*$ . La magnitud de este momento es:

$$M_s^* = T \cdot b + C_1 \cdot a$$

Debido a que el momento se ha obtenido para cargas de servicio, se podría mediante un factor de carga  $F \cdot C$  mayorar el momento y diseñar según el método de la resistencia última. El momento último será:

$$M_u^* = M_s^* \cdot F \cdot C$$

El factor de carga se obtiene como la relación entre el momento debido a las cargas últimas y el momento para las cargas de servicio, así:

$$F \cdot C = \frac{M_u}{M_s}$$

Para el caso en que el esfuerzo a tensión esta por encima del eje neutro, es decir, el momento de servicio  $M_s$  es negativo, el factor de carga se ha tomado como uno, ya que el momento último debido a las cargas era siempre de signo positivo.

Una vez se obtiene el momento flector último  $M_u^*$ , se siguen los requisitos de diseño establecidos en los numerales A.7.8.5, A.7.9, A.7.11 y A.7.12 del CCP-200-94.

## CONCLUSIONES

### Relativas al comportamiento estructural

- ❖ Generalidades de los efectos del atirantamiento inferior en el tablero:
  - El momento flector debido a las cargas, se reduce significativamente respecto de una solución sin tirantes.
  - Debido a que los tirantes se encuentran autoanclados en el tablero, estos le imprimen un esfuerzo axial de compresión que reduce el esfuerzo de tensión hasta el módulo de rotura del concreto o por debajo de este si se desea. *Ver gráficas A.21-A.24.*
  - Aunque se debe realizar el análisis para el caso crítico, la fuerza axial en el tablero aumenta la resistencia al cortante provista por el concreto.
  
- ❖ Acerca de las fuerzas internas de diseño en cada elemento y los estados de carga:
  - El momento máximo positivo de diseño, se presenta en el último estado de cargas, es decir, cuando hayan tenido lugar todas las pérdidas del preesfuerzo.
  - El momento máximo negativo de diseño, se presenta para el primer estado de cargas, en donde no ha tenido lugar ninguna pérdida de preesfuerzo. El axial máximo en los tirantes y en el puntal, se presentan también para ese estado de cargas, aunque existe un axial importante cuando actúa a carga viva.
  - Puesto que las tensiones pueden ser controladas con refuerzo pasivo, para las soluciones estudiadas con tablero preesforzado, el problema de esfuerzos estaba gobernado por la compresión máxima para el último estado de cargas. *Ver gráficas B.3-B.6.*

- ❖ La altura del tablero esta restringida por la deflexión máxima debido a carga viva:
  - La Normatividad Colombiana restringe la deflexión por carga viva a un milésimo de la luz. Para la luz escogida en este estudio, la altura mínima del tablero que cumple tal requisito es de 66 cm.
  - Al incrementar el número de tirantes, estos inducen en el tablero por medio del puntal una restricción a la deflexión, la cual tiene mayor efecto a medida que se incrementa la altura del puntal. Con esto, la altura del tablero podría disminuirse y aún cumplir el requisito de deflexión. *Ver gráfica A.1.*
  - Para el caso particular de las soluciones con  $p/L$  1/20, la altura del tablero se ha reducido hasta 63 cm, a partir del uso de 23 tirantes. Aunque para efectos prácticos esta disminución no es significativa, se ha permitido tal, pues con esto se logra un incremento en la eficacia del sistema de tirantes. *Ver gráfica A.1.*
  - Debido a la gran altura del tablero, las soluciones estudiadas satisfacen los requisitos para el cortante en el tablero. En estas, la resistencia a cortante suministrada por el concreto era mayor que la sollicitación a cortante debido a las cargas. *Ver gráficas A.14-A.15.*
  
- ❖ La eficacia del sistema de atirantamiento inferior es baja:
  - Se ha logrado una eficacia máxima  $\xi \cong 0.17$ . Esto indica que ante una sobrecarga uniforme o una carga puntual, los tirantes resistirán aproximadamente un 17% del momento producido por la carga. *Ver gráfica A.3.*
  - La eficacia del sistema de tirantes es castigada por la alta rigidez del tablero macizo, en donde mucho tiene que ver el requisito establecido en la Normatividad Colombiana.
  - Si se fija la geometría del tablero (altura, ancho y longitud), la eficacia del sistema se acrecienta con el aumento de la excentricidad de los tirantes, o lo que es lo mismo, el aumento de la altura del puntal. *Ver gráfica A.3.*

- ❖ Debido a que el axial en el tablero introducido por los tirantes esta por debajo ó muy cercano de  $0.1 \cdot f'c \cdot Ag$ , los efectos de segundo orden no tienen incidencia en las fuerzas internas de los elementos:
  - Los momentos flectores positivos debido a las cargas disminuyen en un máximo de 0.5% y pueden incrementarse hasta en un 0.2%. *Ver gráfica A.17.*
  - La fuerza de compresión en el puntal disminuye de manera proporcional al aumento del número de tirantes; para el caso particular del puente con p/L igual a 1/40 y con 45 tirantes, esta fuerza disminuye en un 14% respecto de la fuerza sin considerar los efectos P-Delta. *Ver gráfica A.18.*
  - El efecto contrario ocurre en el axial de los tirantes y por ende en la fuerza de compresión en el tablero. Para el primer casos el incremento puede llegar hasta un 0.02% y en el segundo se logran incrementos de hasta 0.1%. *Ver gráficas A.19-A.20.*
  
- ❖ El tipo de anclaje a usar es el convencional para pretensado exterior:
  - Las variaciones de tensión en los tirantes debido a la carga viva, que podrían ocasionar fatiga en los anclajes, son menores a 80 MPa. *Ver gráfica A.5.*
  - En general, la variación de tensión aumenta con la altura del puntal. Para las soluciones con p/L igual a 1/20 la variación de tensión esta próxima a los 40 MPa. En cambio, esta variación se reduce hasta 20 MPa para las soluciones con p/L igual a 1/40. *Ver gráfica A.5.*
  
- ❖ Para la metodología de diseño propuesta, el axial introducido por los tirantes en el tablero reduce en gran magnitud el momento último de diseño y la cantidad de acero requerido, respecto de una solución sin tirantes:
  - Para las soluciones con p/L igual a 1/20 y 1/25, el momento máximo positivo de diseño puede ser reducido hasta el momento mínimo exigido en la Normatividad Colombiana. Esto equivale a una reducción del 84% respecto del momento para una solución sin tirantes. *Ver gráfica A.6.*
  - Para las soluciones con p/L igual a 1/30 y 1/40, el momento máximo positivo de diseño, puede ser reducido hasta un 77% y 65% respectivamente, del momento para una solución sin tirantes. *Ver gráfica A.6.*

- Para todos los casos, el momento negativo de diseño esta siempre por debajo del momento mínimo de diseño. Ver gráfica A.6.
- En caso de obviar el efecto del axial en el tablero, las cuantías volumétricas de acero aumentarían entre un 53% y un 56%, en donde este último se logra para las soluciones con p/L igual a 1/30. Ver gráficas A.10-A.12.

### **Relativas a las cantidades de materiales principales y el procedimiento constructivo**

- ❖ Conclusiones particulares acerca de las cantidades de materiales principales requeridos:
  - De las soluciones con p/L igual a 1/20, cuando se usan 25 tirantes, cada uno tesado a 112.8 KN, se logra la mínima cantidad de acero pasivo requerido (985.3 Kg) y la mínima cantidad de acero total (1399.3 Kg), que es la suma de acero pasivo, acero activo de los tirantes y el acero estructural del puntal. El refuerzo por retracción y temperatura constituye un 30% del refuerzo pasivo. La altura del tablero es 0.63 metros y se requieren para este un total de 37.8 m<sup>3</sup> de concreto.
  - De las soluciones con p/L igual a 1/25, la cantidad mínima de acero pasivo requerido (973.8 Kg) se logra con 30 tirantes, cada uno tesado a 117.7 KN. La cantidad de acero total es 1460.5 Kg. Igual que para el caso anterior, refuerzo por retracción y temperatura constituye un 30% del refuerzo pasivo. Con una altura de 0.64 metros, se requiere para este caso un total de 38.4 m<sup>3</sup> de concreto.
  - De las soluciones con p/L igual a 1/30, se logra con 31 tirantes tesados cada uno a 120.3 KN, la cantidad mínima de acero pasivo requerido (1044.8 Kg). La cantidad de acero total es 1544.8 Kg. En este caso el refuerzo por retracción y temperatura constituye un 28% del refuerzo pasivo. La altura del tablero y la cantidad de concreto son iguales que la del caso anterior.
  - De las soluciones con p/L igual a 1/40, resulta la cantidad mínima de acero pasivo (1279.6 Kg) cuando se emplean 32 tirantes tesados cada uno a 122.9 KN. La cantidad total de acero se incrementa hasta 1792.5 Kg. El refuerzo por retracción y temperatura equivale a un 23% del refuerzo pasivo. Se requiere un total de 39 m<sup>3</sup> de concreto, ya que la altura del tablero es de 0.65 metros.

- ❖ Las soluciones con atirantamiento inferior y tablero en concreto preesforzado concéntrico, requieren de una menor cantidad de acero que cuando el tablero es simplemente reforzado:
  - Para las soluciones con p/L igual a 1/20 y tablero con preesforzado concéntrico, el refuerzo pasivo requerido (300 Kg) corresponde simplemente al refuerzo por retracción y temperatura, cuando se emplean 22 tirantes tesados cada uno a 116.6 KN y 32 tendones adheridos de trazado recto, presolicitados con una fuerza de 131 KN. La cantidad total de acero es de 1168.5 Kg, de los cuales 14.9 Kg corresponden al acero del puntal. Para esta solución, los esfuerzos de tensión después de ocurridas las pérdidas de preesfuerzo, están siempre por debajo de  $1.6\sqrt{f'c}$ . Los 0.64 metros de altura del tablero, demandan un total de 37.8 m<sup>3</sup> de concreto. Ver *gráficas B.2-B.6*.
  
- ❖ Las soluciones con atirantamiento inferior estudiadas, requieren de una menor cantidad de acero y concreto, respecto de una solución con losa maciza sin tirantes:
  - Para una solución sin tirantes y tablero en concreto reforzado, la cantidad de acero pasivo requerido es igual a 3353.2 Kg. Debido a que se debe cumplir el requisito de deflexión, la altura del tablero es de 66 cm, lo que resulta en una cantidad de concreto de 39.60 m<sup>3</sup>.
  - La cantidad de acero pasivo para las soluciones con atirantamiento inferior es un 70% menor para p/L igual a 1/20 y 1/30, y un 62% para p/L igual a 1/40, respecto de la solución sin tirantes.
  - En cuanto al volumen de concreto la reducción es baja. Esta es de un 5% para la solución con p/L igual a 1/20 y un 2% para p/L igual a 1/40.
  
- ❖ Las soluciones con atirantamiento inferior estudiadas, requieren de una menor cantidad de acero respecto de una solución con viga y losa, pero de una mayor cantidad de concreto:
  - Para una solución con losa y dos vigas longitudinales, se requiere de una cantidad total de acero pasivo igual a 3722.3 Kg. En esta, se contempla tanto el refuerzo que resiste la flexión, como el refuerzo requerido para resistir el cortante. La cantidad de concreto se reduce hasta 17.26 m<sup>3</sup>. Ver *tabla D.10*

- La cantidad de acero pasivo para las soluciones con atirantamiento inferior es un 74% menor para p/L igual a 1/20 y 1/30, y un 66% para p/L igual a 1/40, respecto de la solución con viga y losa.
  - Respecto de las soluciones con tirantes, en el peor de los casos, la cantidad de concreto para la solución con viga y losa es un 46% menor.
- ❖ Acerca del procedimiento constructivo y la aplicabilidad de la tipología:
- En los casos de las soluciones con losa y con viga y losa, el procedimiento constructivo es el tradicional: instalación de la cimbra y encofrado, armado de refuerzo pasivo, vaciado de concreto, desencofrado, descimbrado y curado. Para el caso de la solución con viga y losa, las operaciones de encofrado y armado de refuerzo podrán resultar tediosas, debido a la configuración geométrica de la estructura.
  - El procedimiento constructivo para las soluciones con atirantamiento inferior, poco dista del descrito en el párrafo anterior. Para estos casos, la mayor diferencia está en el tesado de los tirantes y tendones adheridos
  - El hecho de requerir una menor cuantía de acero pasivo para las soluciones con atirantamiento inferior, afectará significativamente la cantidad de personal en obra que debe realizar la tarea del armado.
  - Considerar la aplicación del atirantamiento inferior con tablero reforzado o preesforzado para este tipo de proyectos, requiere de un análisis de costos de construcción y de tiempos. Para el primero, las empresas constructoras deberán tener presente el costo del tesado de los tirantes y tendones adheridos, la disminución del costo de mano de obra y refuerzo pasivo, y el aumento del costo de concreto. Para el segundo caso, basándose en rendimientos, se deberá estimar el tiempo total de construcción, ya que si se trata de un puente peatonal que cruza una vía, el plazo de ejecución será menor que si se salvara un obstáculo natural.
  - Acerca del puntal, se ha visto claramente que la reducción de acero y concreto aumenta con la altura de este. Pero existirán limitaciones físicas - *además de las estéticas* - dependiendo del objetivo final del puente proyectado, que restringirán el rango de alturas del puntal.

## RECOMENDACIONES

- ❖ En este estudio, aunque se ha considerado el tablero macizo para las soluciones con atirantamiento inferior, se ha demostrado la reducción de la cantidad de acero requerida, pero queda claro que el volumen de concreto y la eficacia del sistema de tirantes son castigados. Es pues más razonable, realizar futuras investigaciones con atirantamiento inferior en tableros de concreto aligerados, o gracias a su mayor flexibilidad y en vista de los buenos resultados obtenidos en varios proyectos, considerar la aplicación del atirantamiento en tableros metálicos.
  
- ❖ Aunque las soluciones con atirantamiento inferior resultaron ser competitivas respecto de las convencionales, la luz considerada en este estudio podría no haber sacado a flote el gran potencial de esta tipología. Es recomendable aumentar la luz o estudiar el rango en el cual este tipo es realmente superior respecto de los convencionales.
  
- ❖ La consideración de múltiples puntales y un trazado curvo del preesforzado, podrían aumentar la eficacia estructural del sistema frente a las tipologías convencionales y disminuir las cantidades de materiales, de modo tal que su aplicación en los proyectos de esta índole sea más tangible.
  
- ❖ Tal y como se expuso en el anexo C, la Normatividad Colombiana no establece criterios de diseño referentes a las frecuencias de vibración en los puentes peatonales. Para las futuras investigaciones acerca de estos tipos de puentes, sería conveniente realizar los análisis según el criterio de confort en los peatones, en donde las aceleraciones verticales y horizontales controlen el problema de la serviciabilidad.

## BIBLIOGRAFÍA

### LIBROS, ARTICULOS, PONENCIAS Y NORMATIVAS

AIS, Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCP-200-94. Bogotá: AIS.1995.

AIS, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98. Tomo 3, Bogotá: AIS. 1998.

ALARCÓN LOPEZ, Alejandro. Estudio teórico-experimental sobre la reparación y refuerzo de puentes de dovelas con fibras de carbono. Tesis Doctoral dirigida por Gonzalo Ramos Schneider. Universidad Politécnica de Catalunya. 2003.

APARICIO BENGOCHEA, Angel y RUIZ TERÁN, Ana. 2007. Two new types of bridges: under-deck cable stayed bridges and combined cable-stayed bridges -The state of the art. NRC Research Press Canadá. 2007.

CORVEN, John y MORETON, Alan. Post-Tensioning Tendon Installation and Grouting Manual. U.S Department of Transportation - Federal Highway Administration. 2004.

DESIGN MANUAL FOR ROADS AND BRIDGES (DMRB), Volumen 1 Highway Structures: Approval Procedures and General Design. Parte 14 (BD 37/01) Loads for Highway Bridges. 2001.

FERNANDEZ CASADO, Carlos. Puentes de Hormigón Armado Pretensado I. Madrid: Dossat S.A, 1961.

GONZALEZ, José; CORBAL, Jesús y CAPELLAN, Guillermo. Pasarelas Peatonales Urbanas. En: COLEGIO DE INGENIEROS, CAMINOS, CANALES Y PUERTOS: Puentes Urbanos, Ingeniería y Territorio. Colegio de Ingenieros, Caminos, Canales y Puertos. Barcelona, 2003.

GENERALITAT DE CATALUNYA – DEPARTAMENT DE POLITICA TERRIOTRIAL I OBRAS PUBLIQUES. Eix Transversal de Catalunya Viaducte D´Osormort. 1995.

HOORPAH, W. Vibrations of Footbridges under pedestrian loads. En: FOOTBRIDGE 2002, Design and Dynamic behavior of footbridges. Paris: 2002

HIGDON, Archie et. al. Mecánica aplicada a la Resistencia de Materiales. 1ª ed. México: CECSA, 1971.

LIN, T.Y. Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado. 1ª ed. México: CECSA, 1976.

NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. Duodécima ed. Bogotá: Mc Graw Hill. 1999.

RUIZ TERÁN, Ana. Puentes Atirantados no Convencionales, Comportamiento estructural y Criterios de Diseño. Tesis Doctoral dirigida por Angel C. Aparicio. Universidad de Cantabria. 2005.

ZOLTOWSKI, Krzysztof y ZOLTOWSKI Piotr. Dynamic analysis of pedestrian bridges with FEM and CFD. Gdansk University of Technology y KBP Zoltowski. Inglaterra.

### **SITIOS WEB**

[WWW.DOT.STATE.FL.US](http://WWW.DOT.STATE.FL.US)

[WWW.FEICHTINGERARCHITECTES.COM](http://WWW.FEICHTINGERARCHITECTES.COM)

[WWW.LAP-CONSULT.COM](http://WWW.LAP-CONSULT.COM)

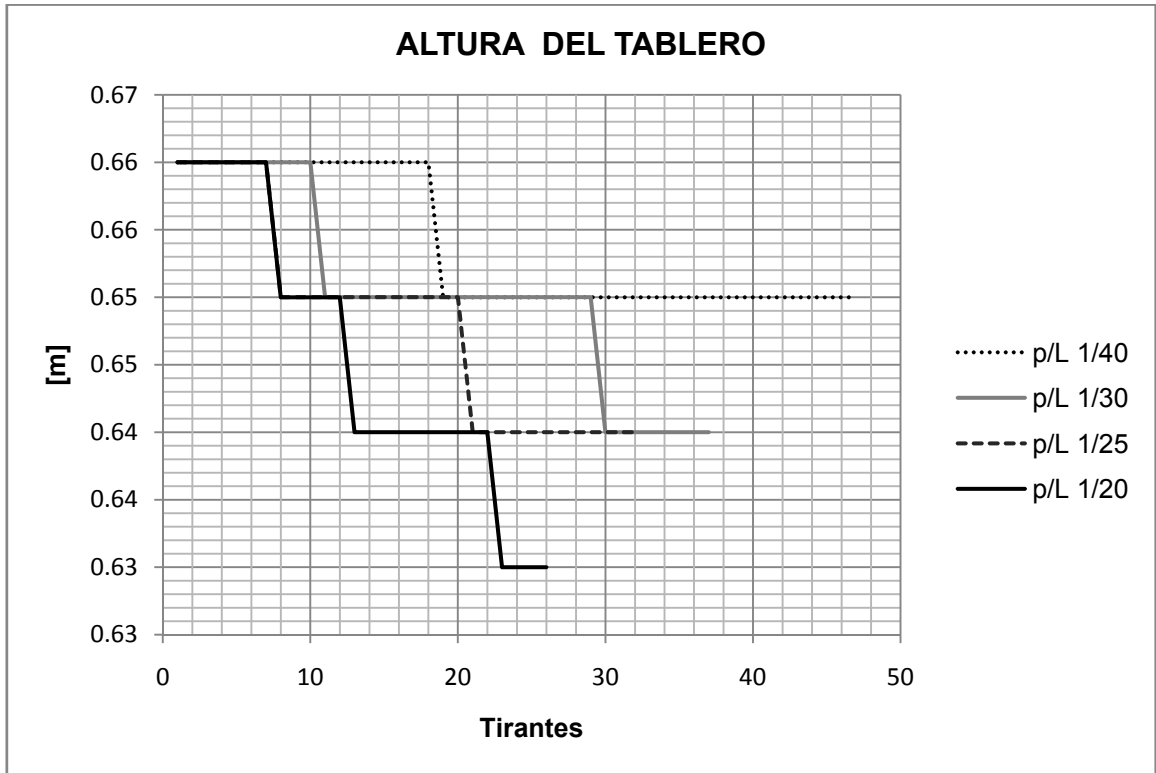
[WWW.SBP.DE](http://WWW.SBP.DE)

[WWW.UNIROMA2.IT](http://WWW.UNIROMA2.IT)

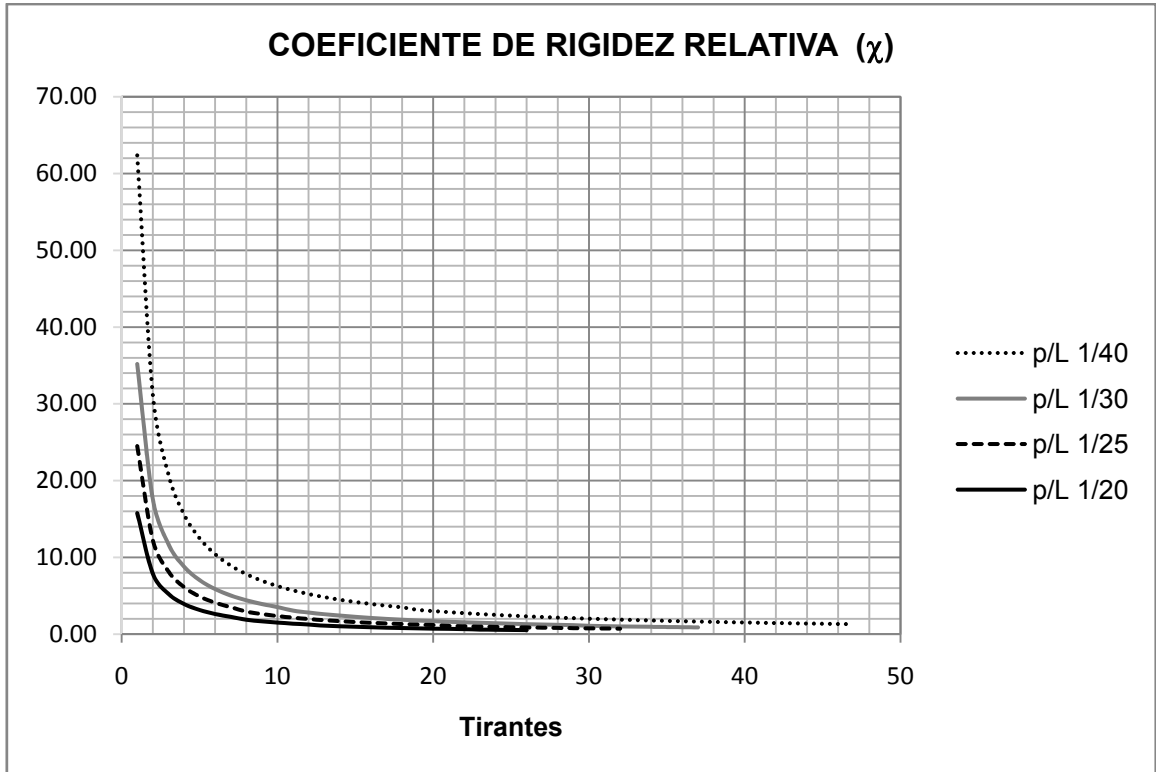
[WWW.VSL.NET](http://WWW.VSL.NET)

**ANEXO A – GRAFICAS DE LA SOLUCIONES CON  
ATIRANTAMEINTO INFERIOR Y TABLERO EN  
CONCRETO REFORZADO**

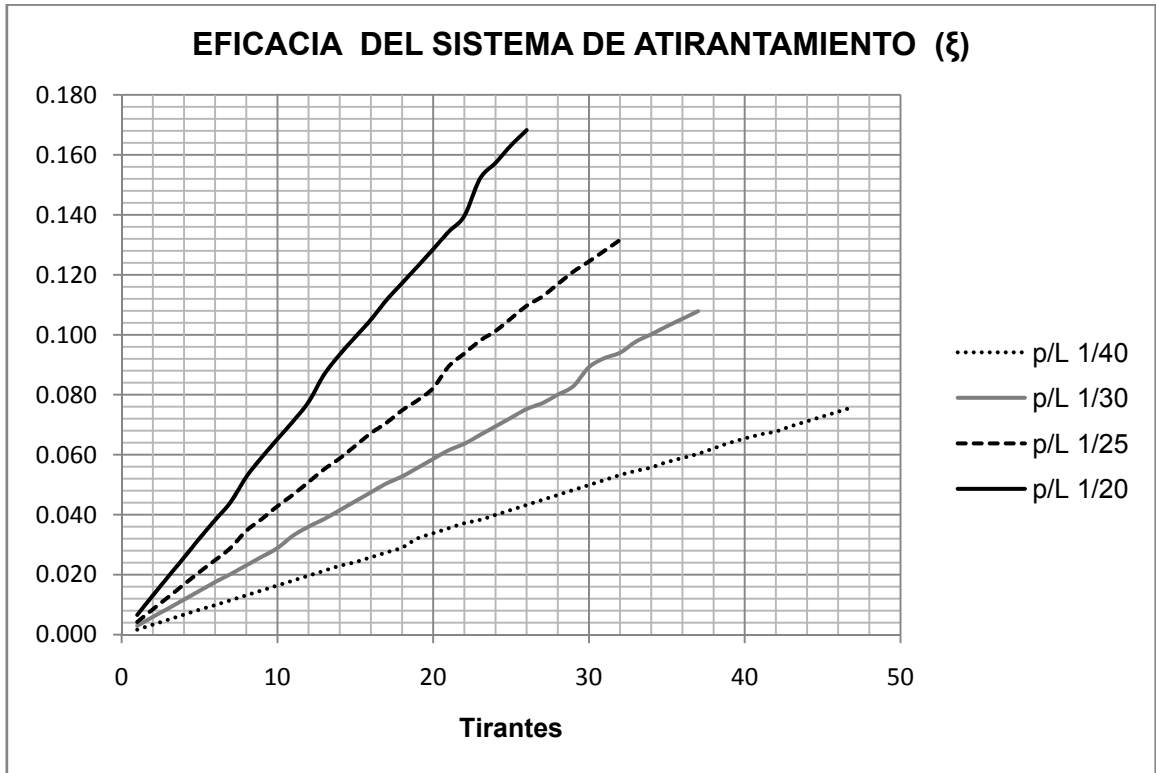
Grafica A.1



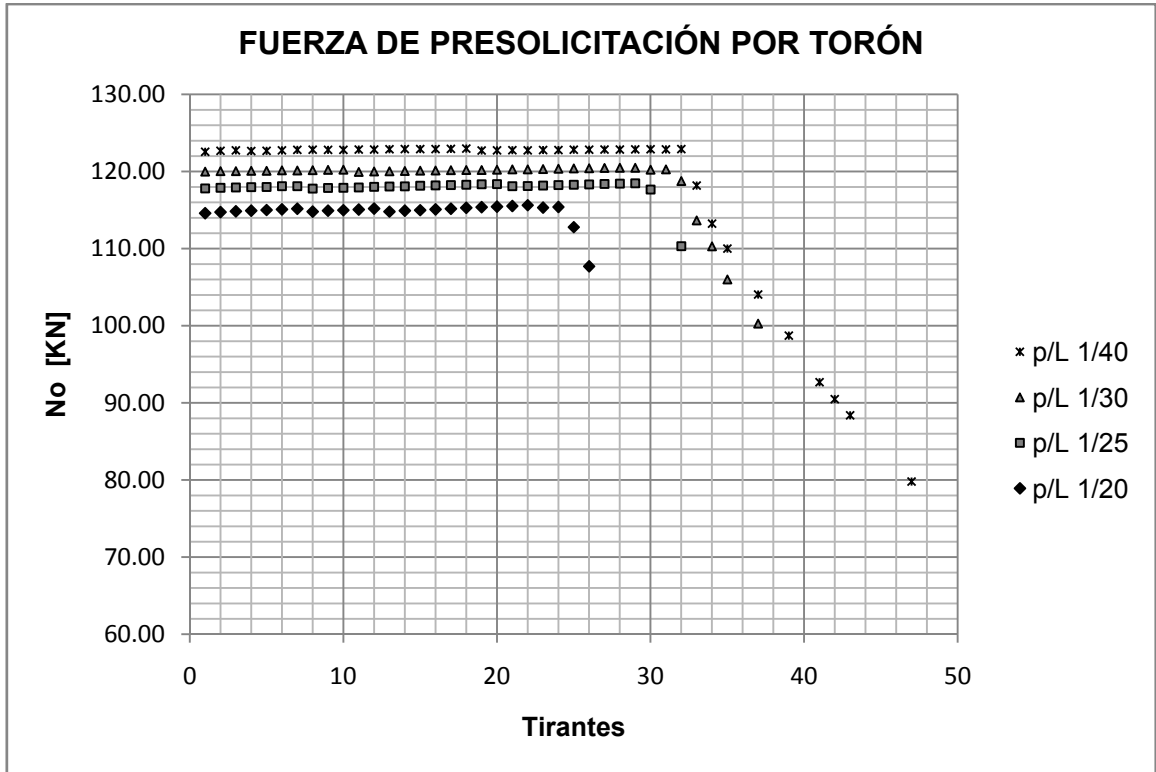
Grafica A.2



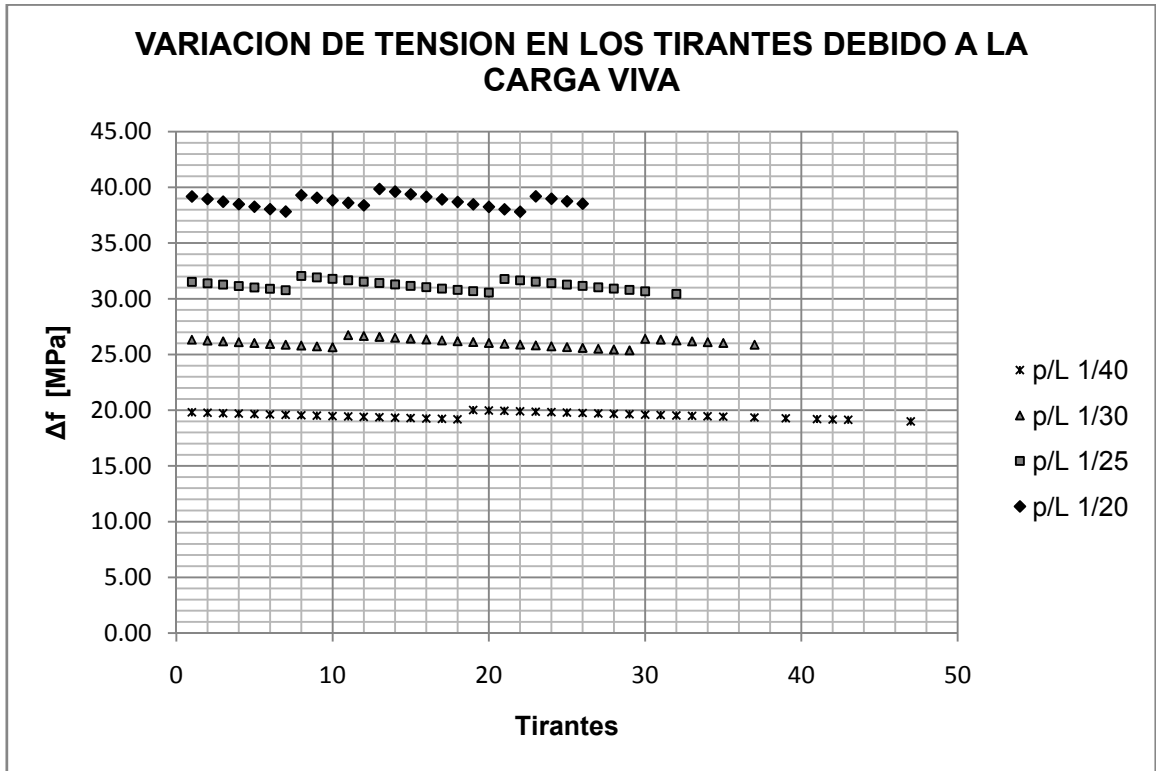
Grafica A.3



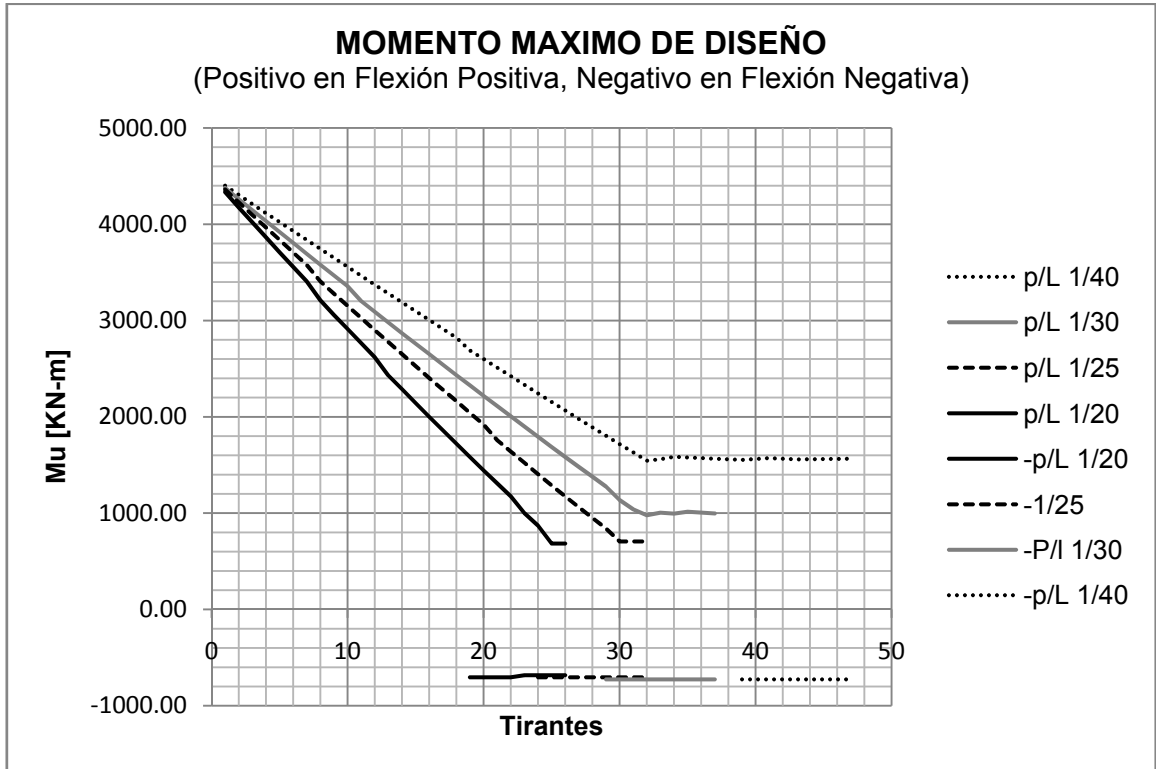
Grafica A.4



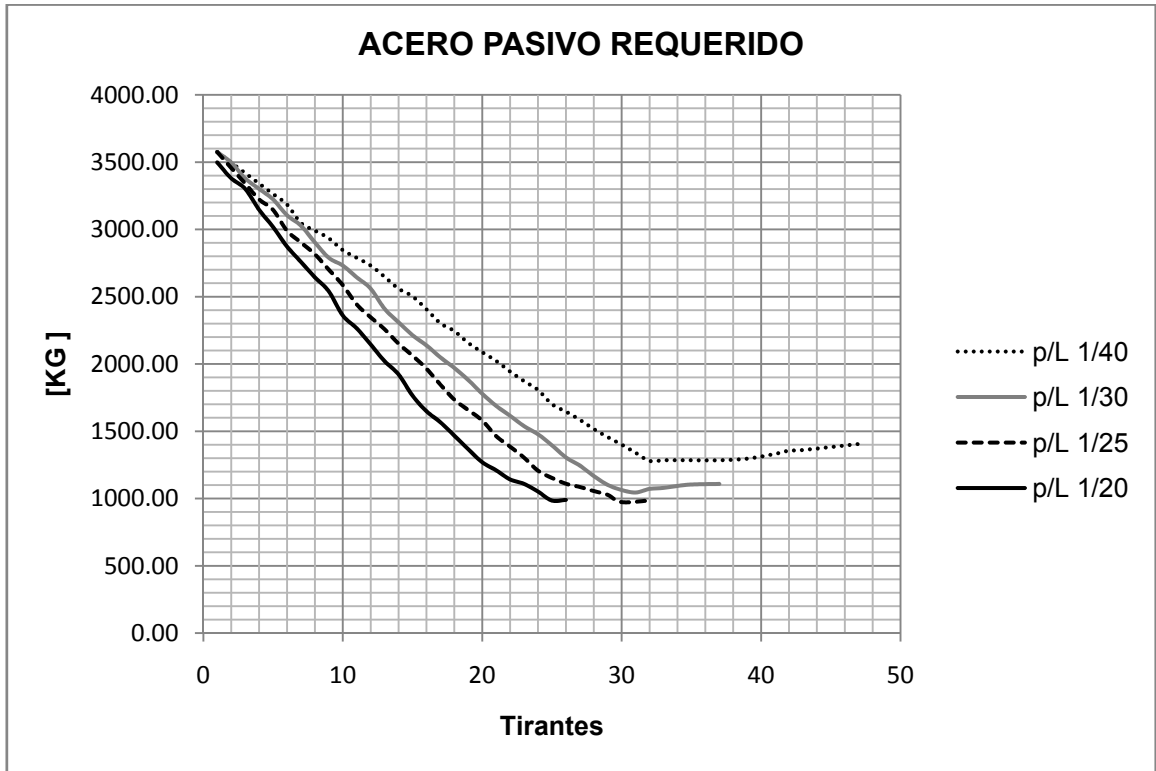
Grafica A.5



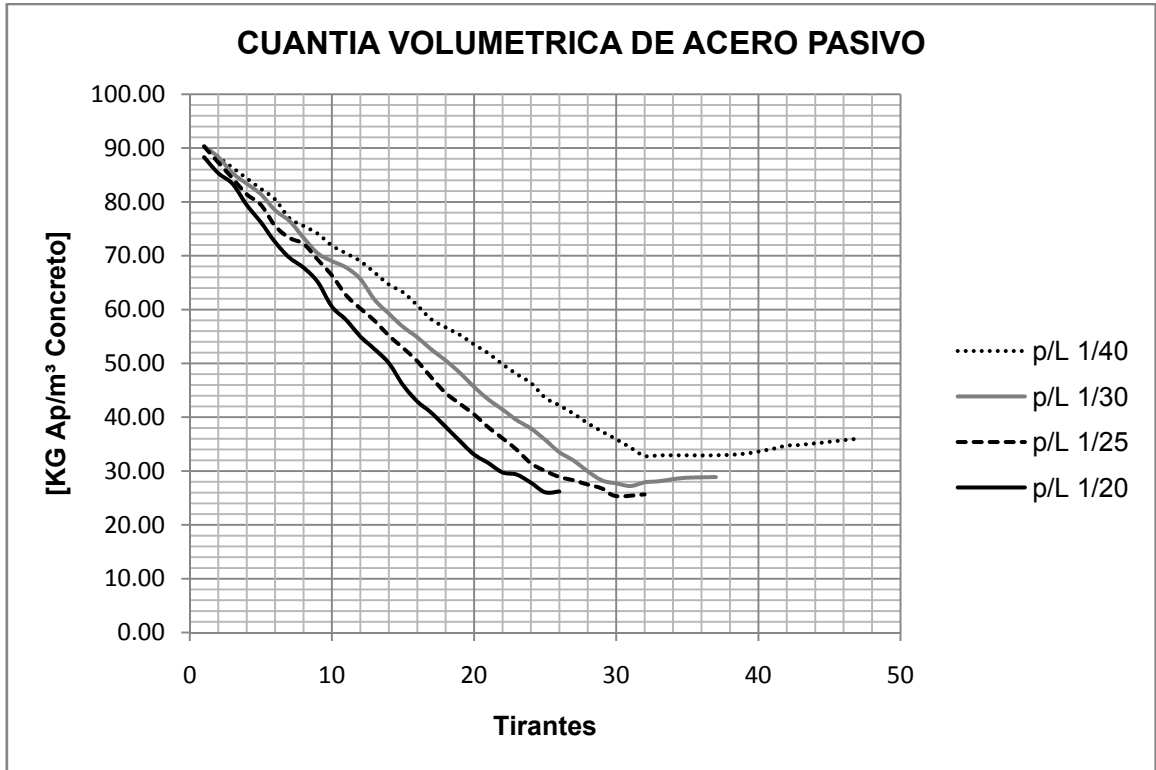
Grafica A.6



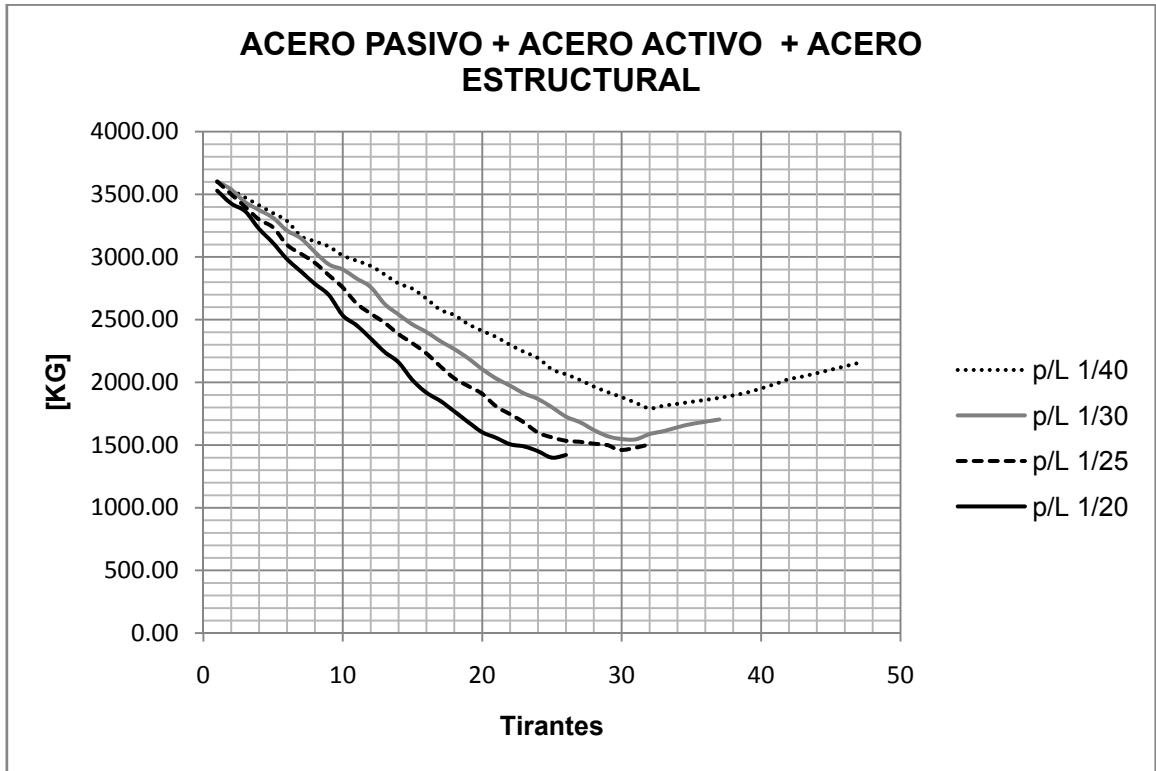
Grafica A.7



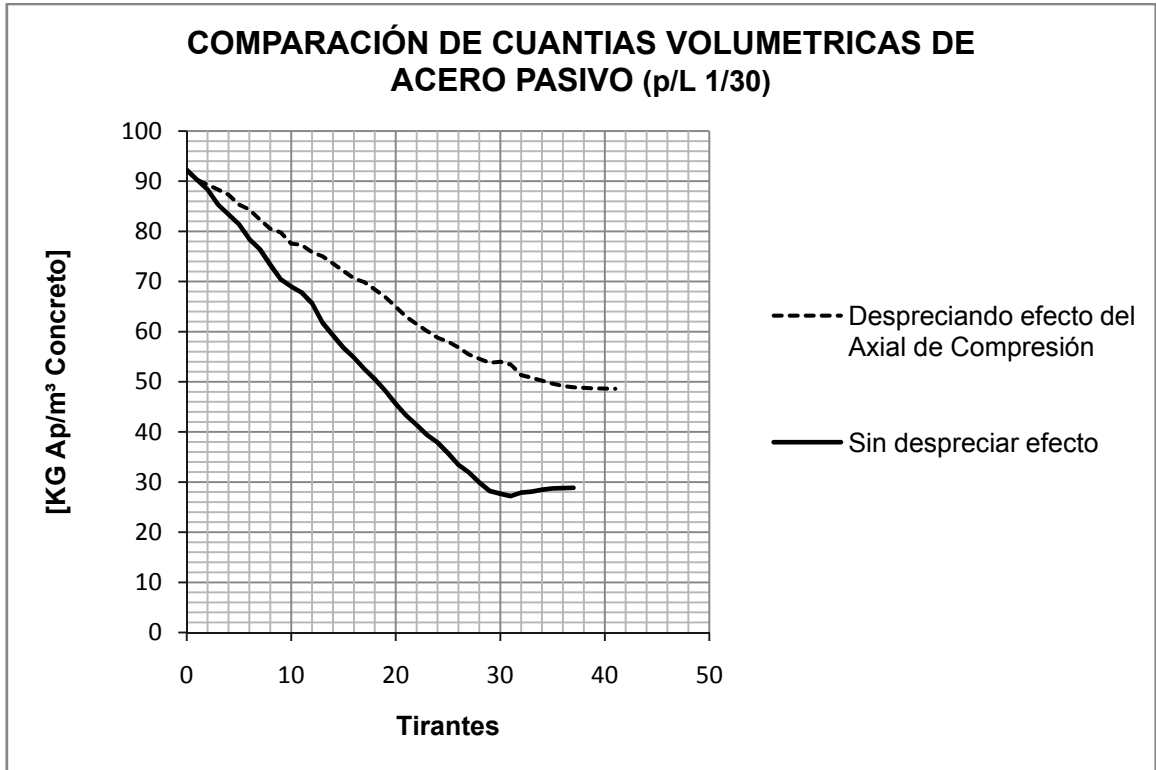
Grafica A.8



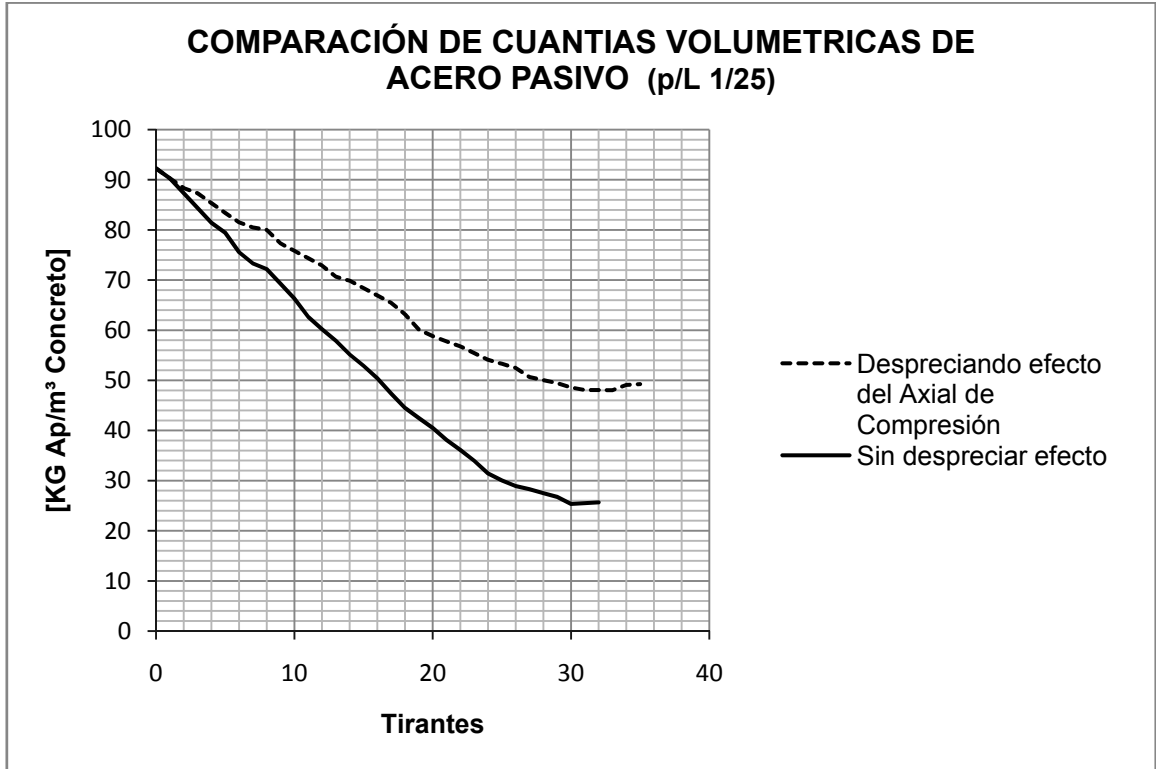
Grafica A.9



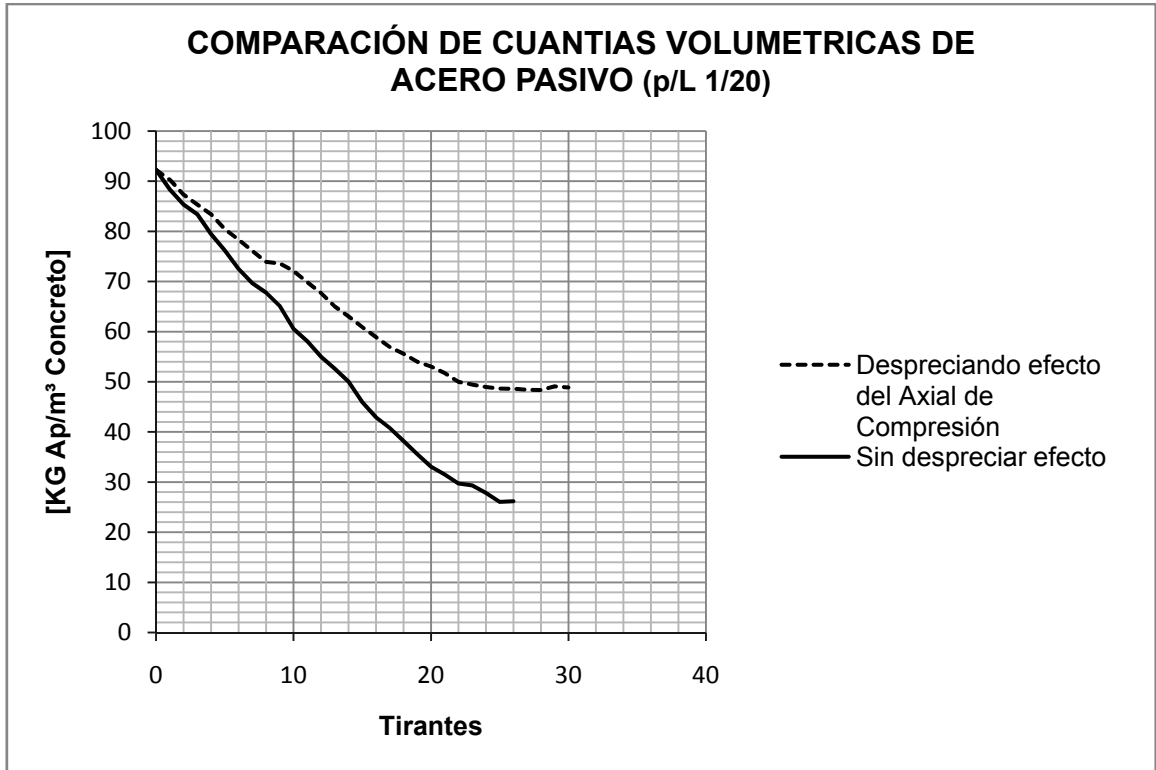
Grafica A.10



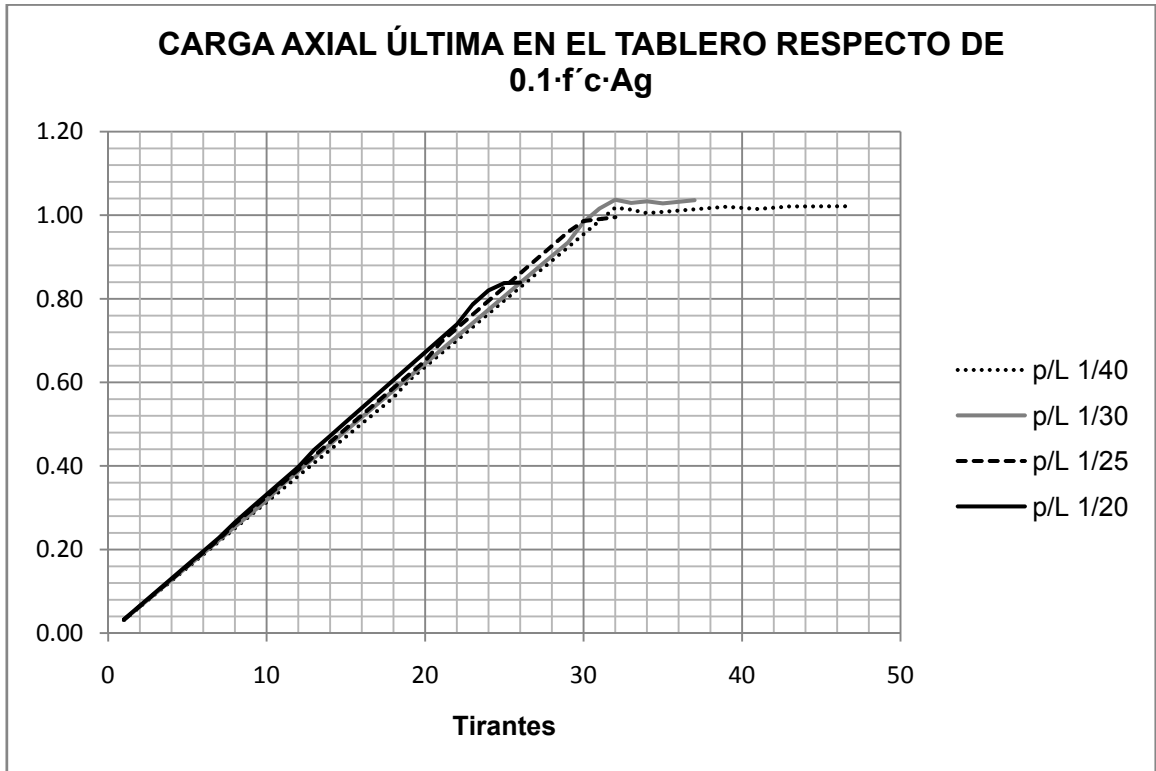
Grafica A.11



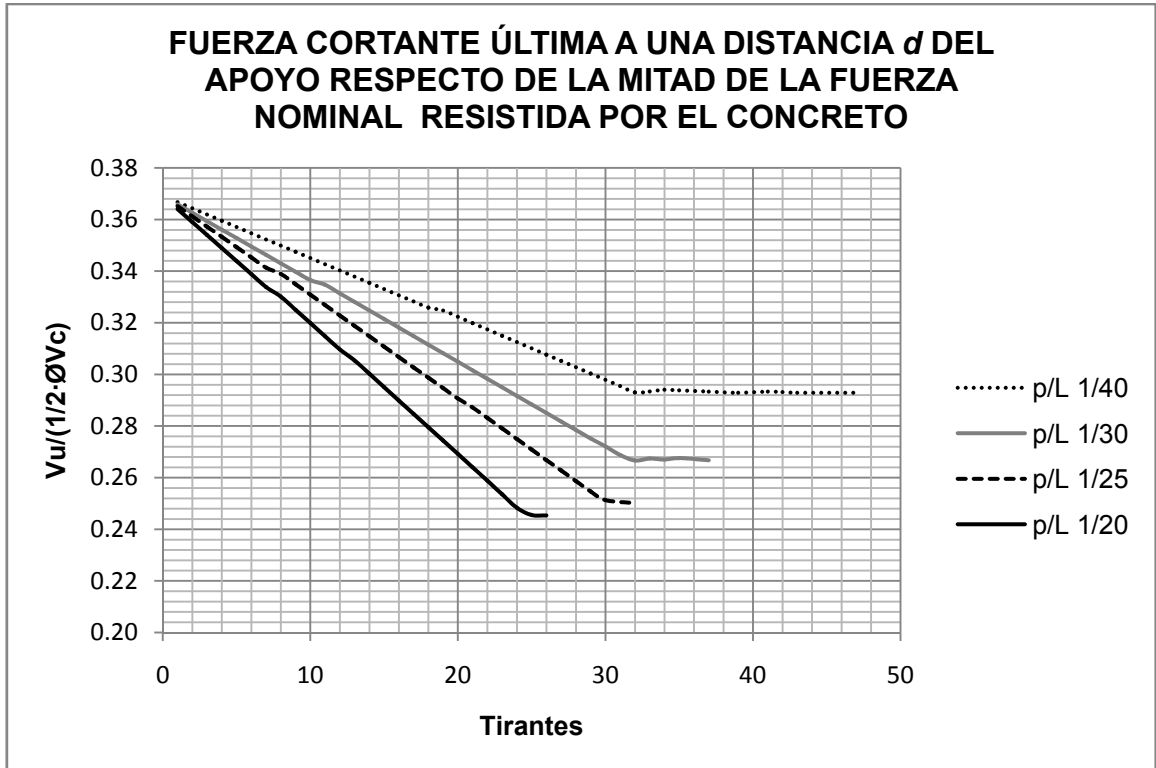
Grafica A.12



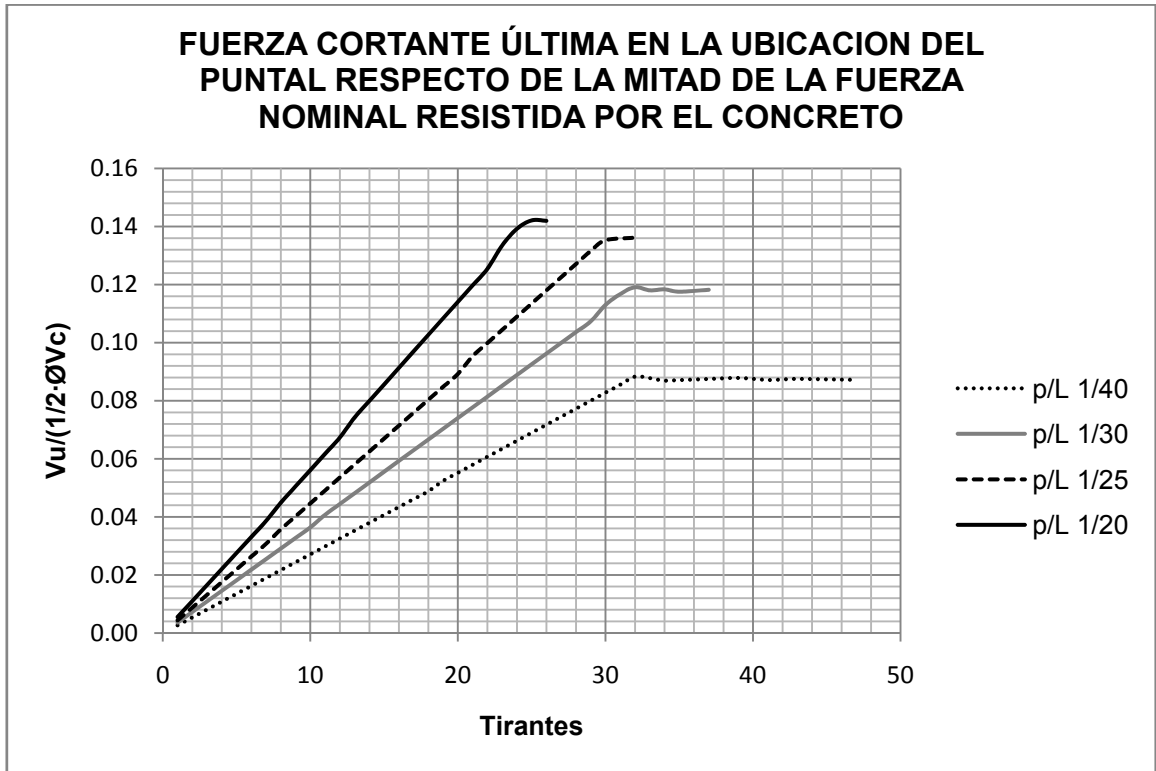
Grafica A.13



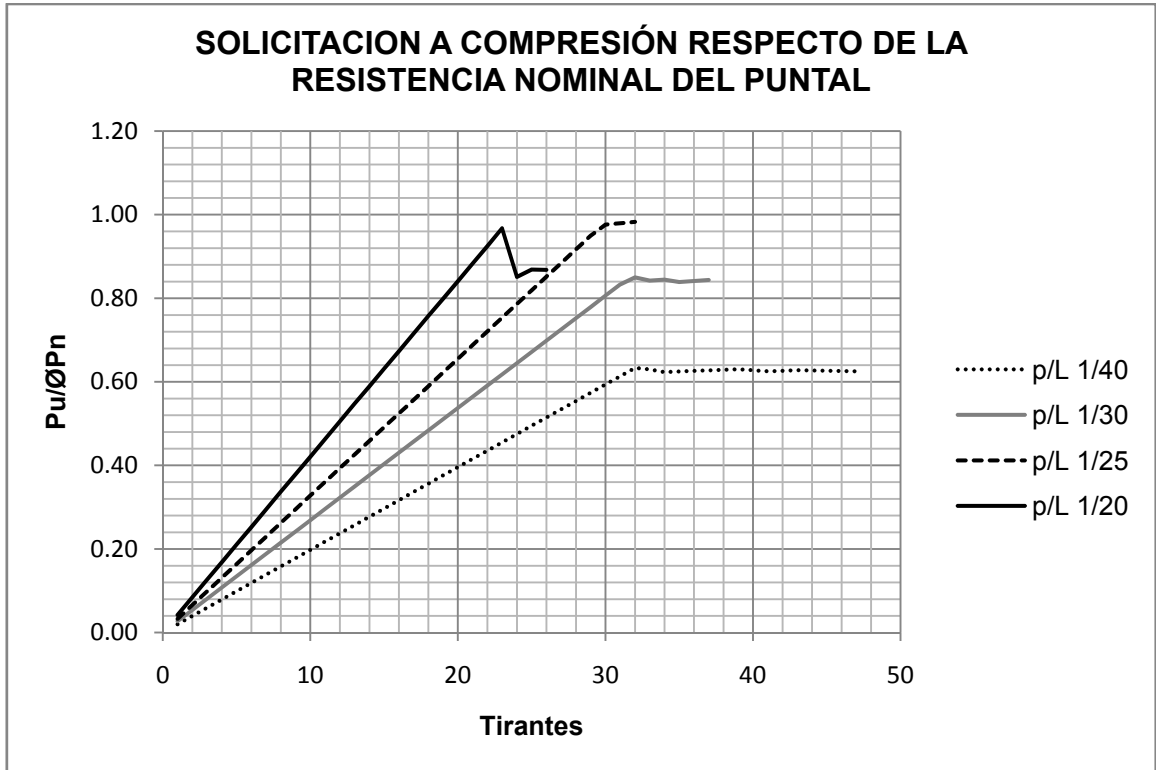
Grafica A.14



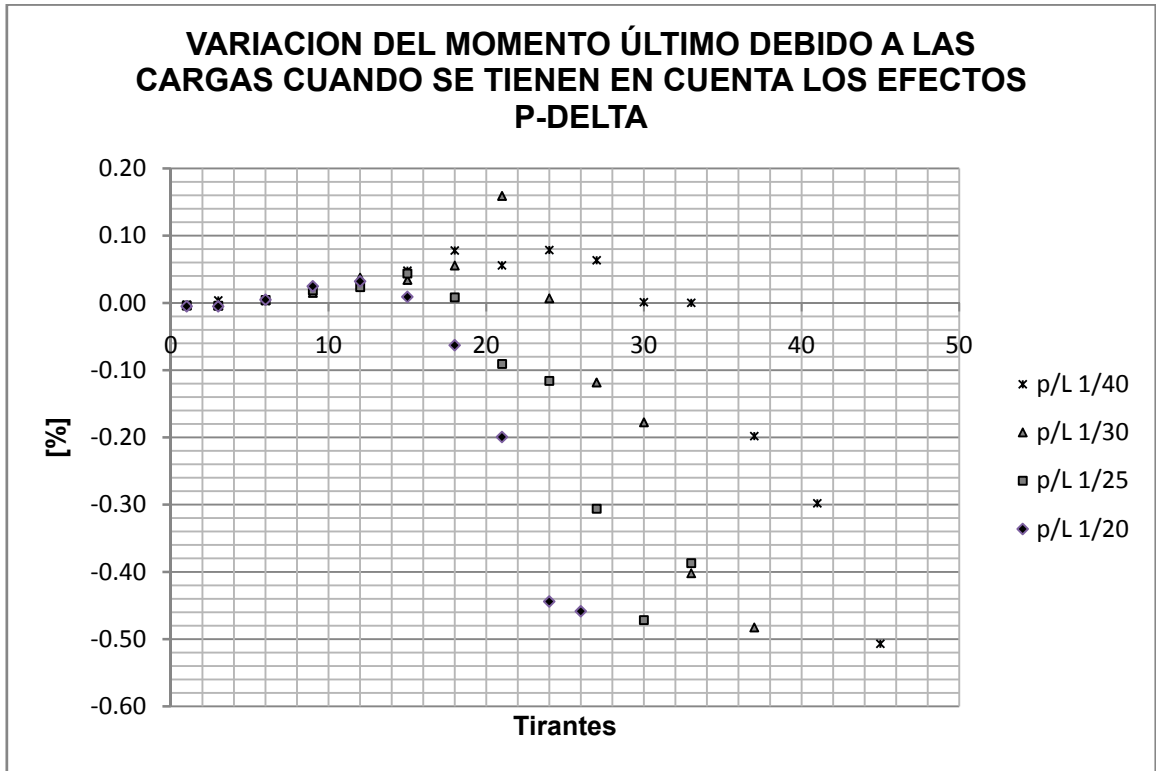
Grafica A.15



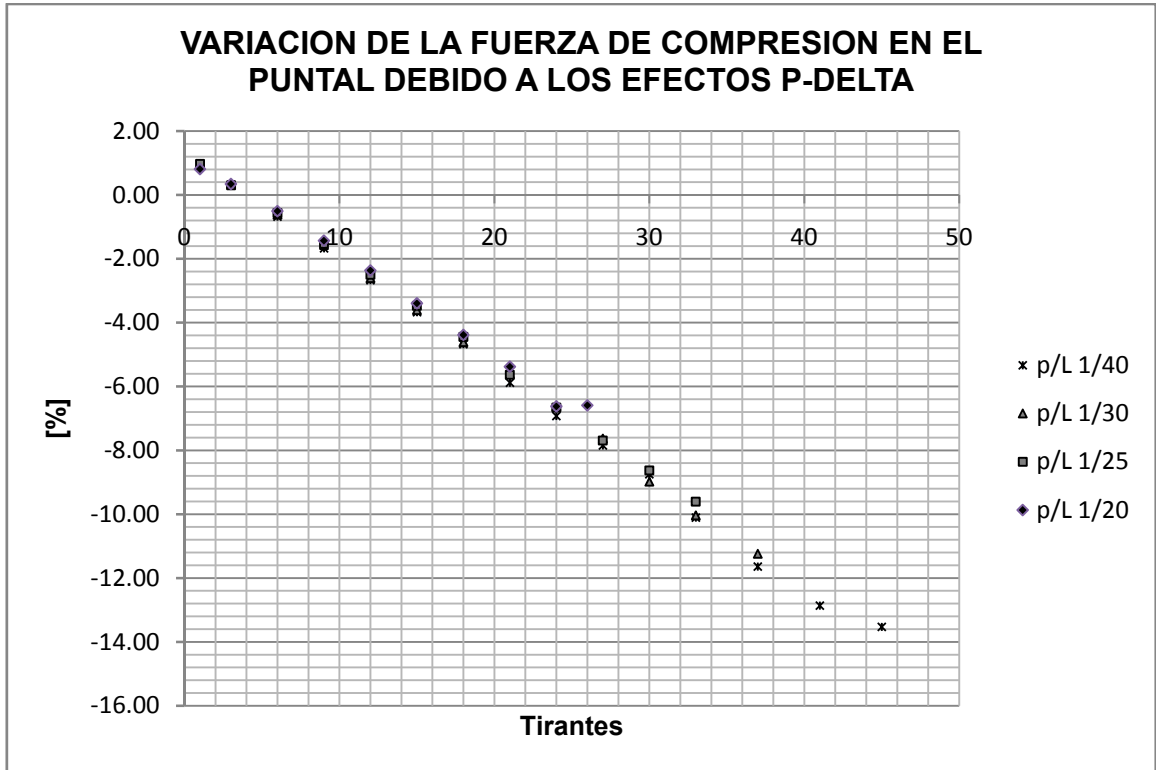
Grafica A.16



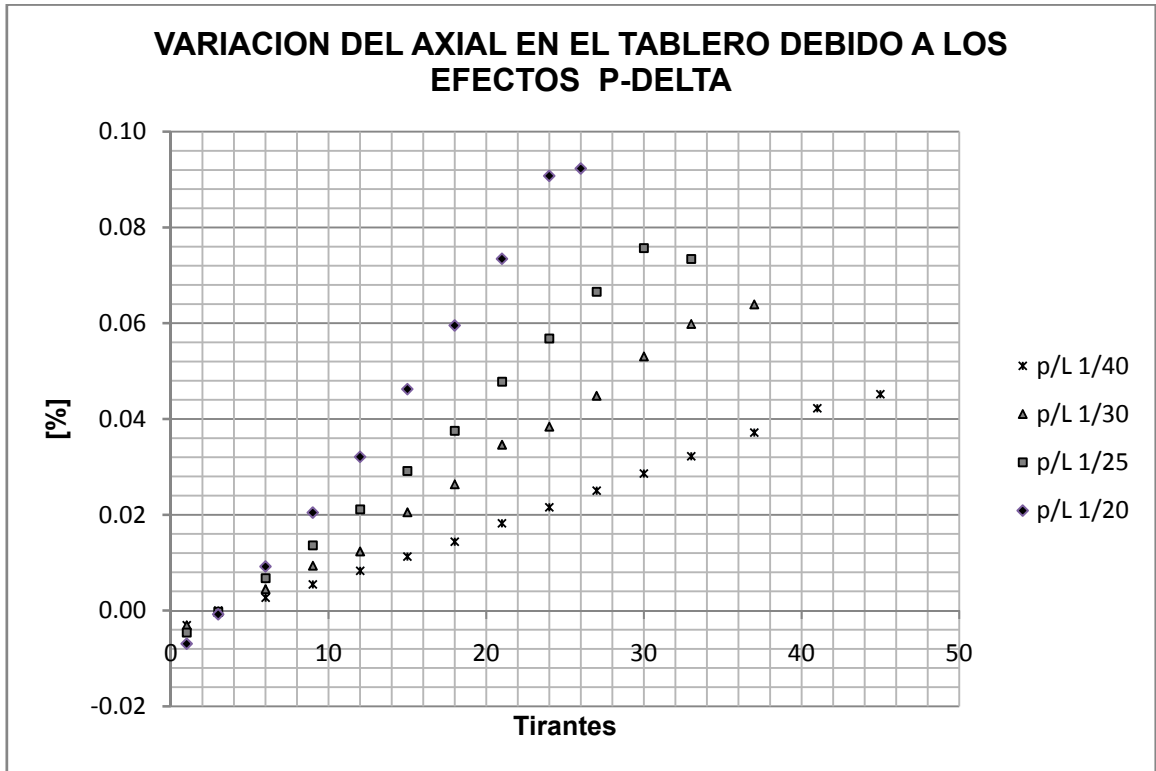
Grafica A.17



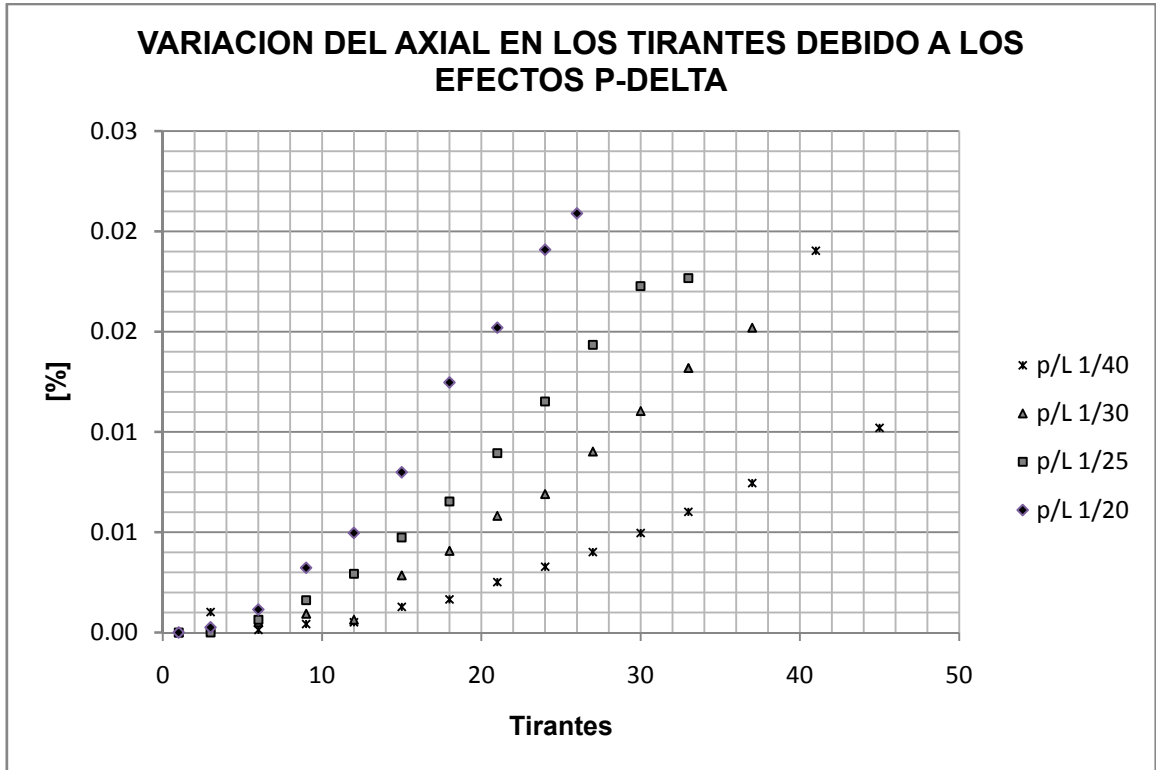
Grafica A.18



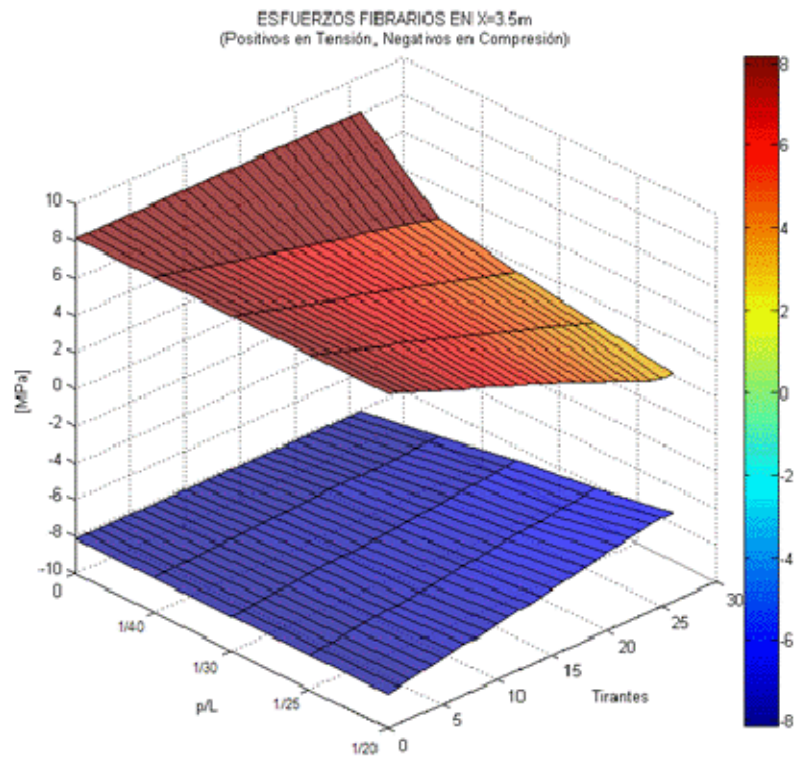
Grafica A.19



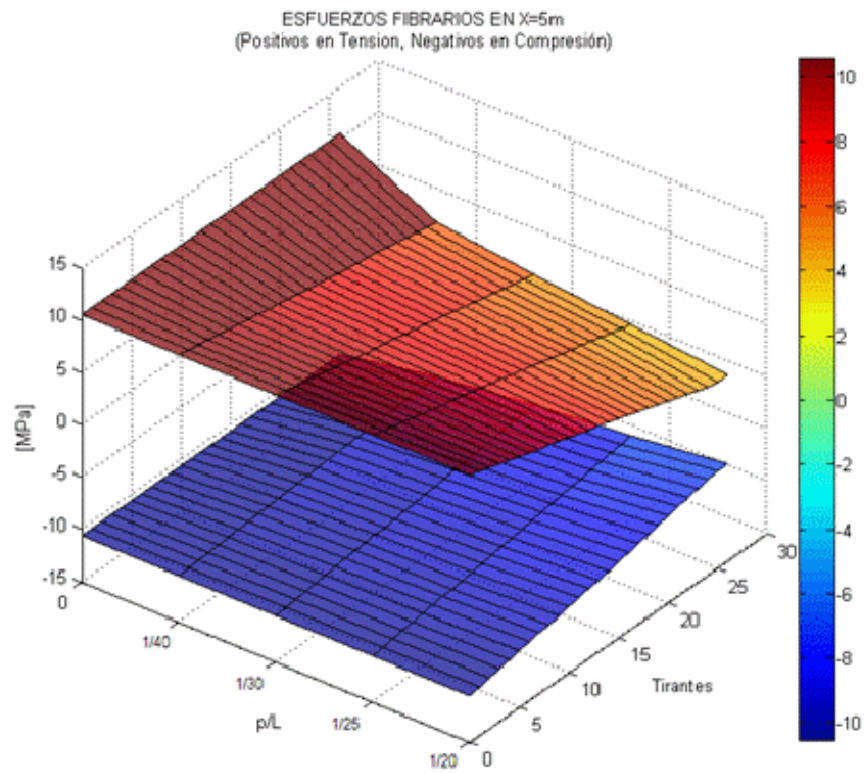
Grafica A.20



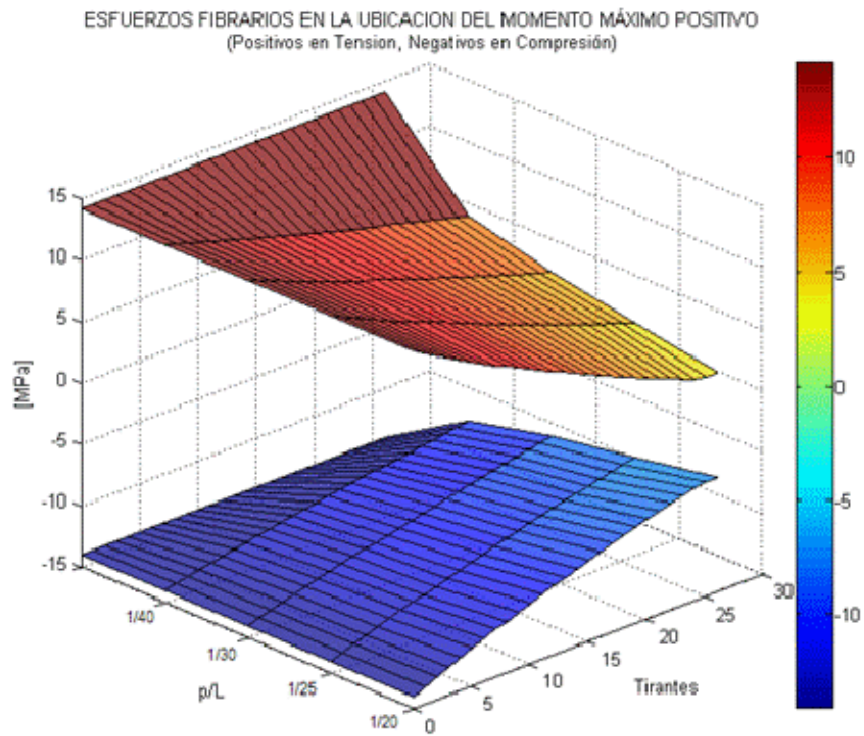
Grafica A.21



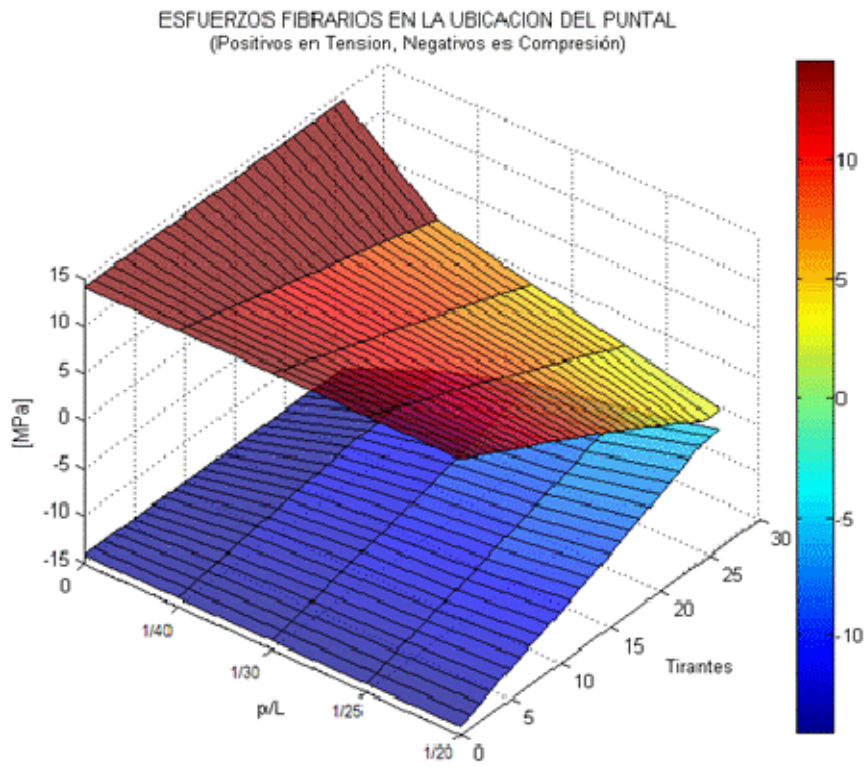
Grafica A.22



Grafica A.23



Grafica A.24

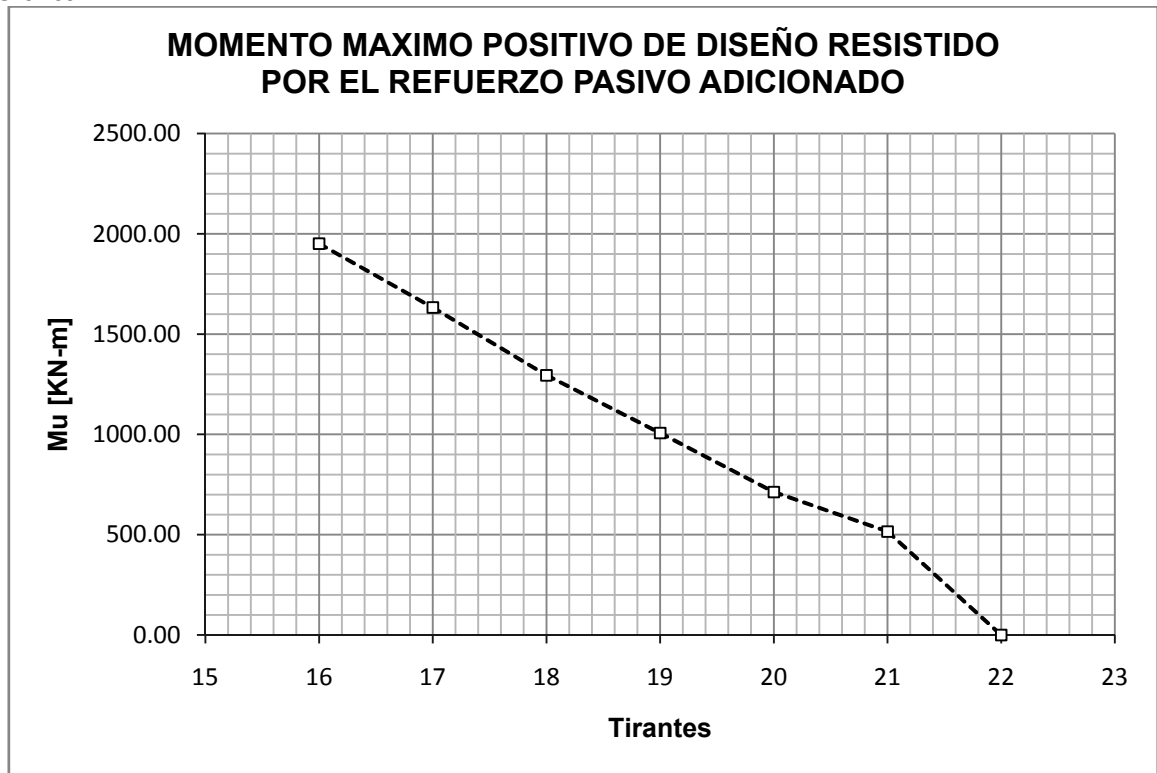


**ANEXO B – GRAFICAS DE LAS SOLUCIONES CON  
ATIRANTAMIENTO INFERIOR Y TABLERO EN  
CONCRETO PREEFROZADO**

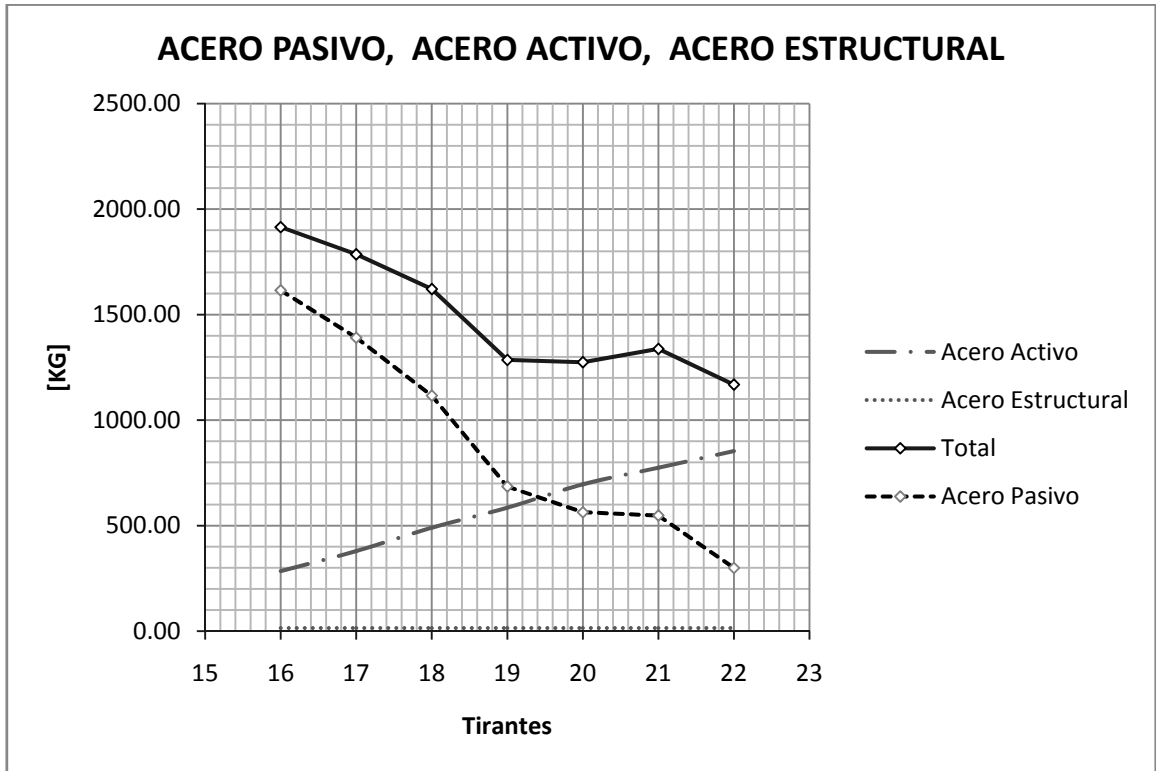
**Tabla B1.** Numero de Tirantes y tendones, y la fuerza de presolicitación en estos elementos para las soluciones con atirantamiento inferior y concreto preesforzado estudiadas.

Tirantes	Presolicitación de los Tirantes (KN)	Tendones	Presolicitación de los Tendones (KN)
16	115.06	2.00	130.98
17	115.15	7.00	130.95
18	115.27	13.00	130.95
19	115.37	18.00	130.97
20	115.38	24.00	130.95
21	115.52	28.00	130.95
22	115.69	32.00	130.95

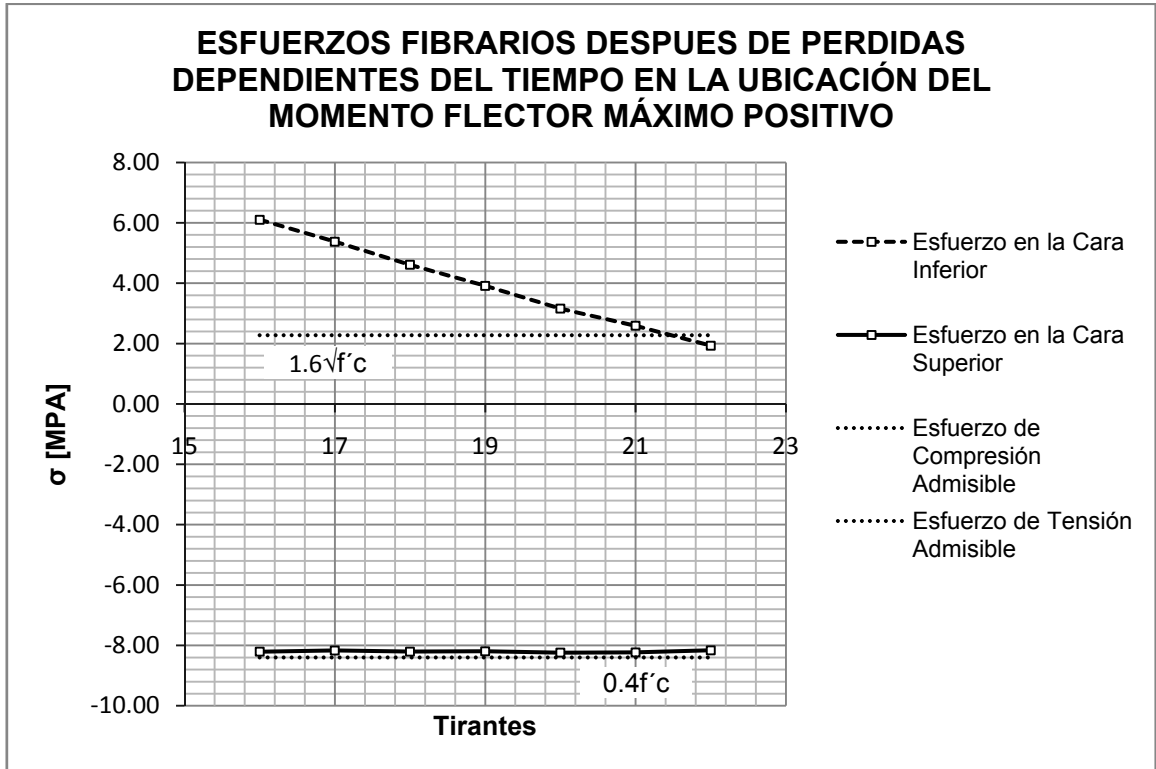
Grafica B.1



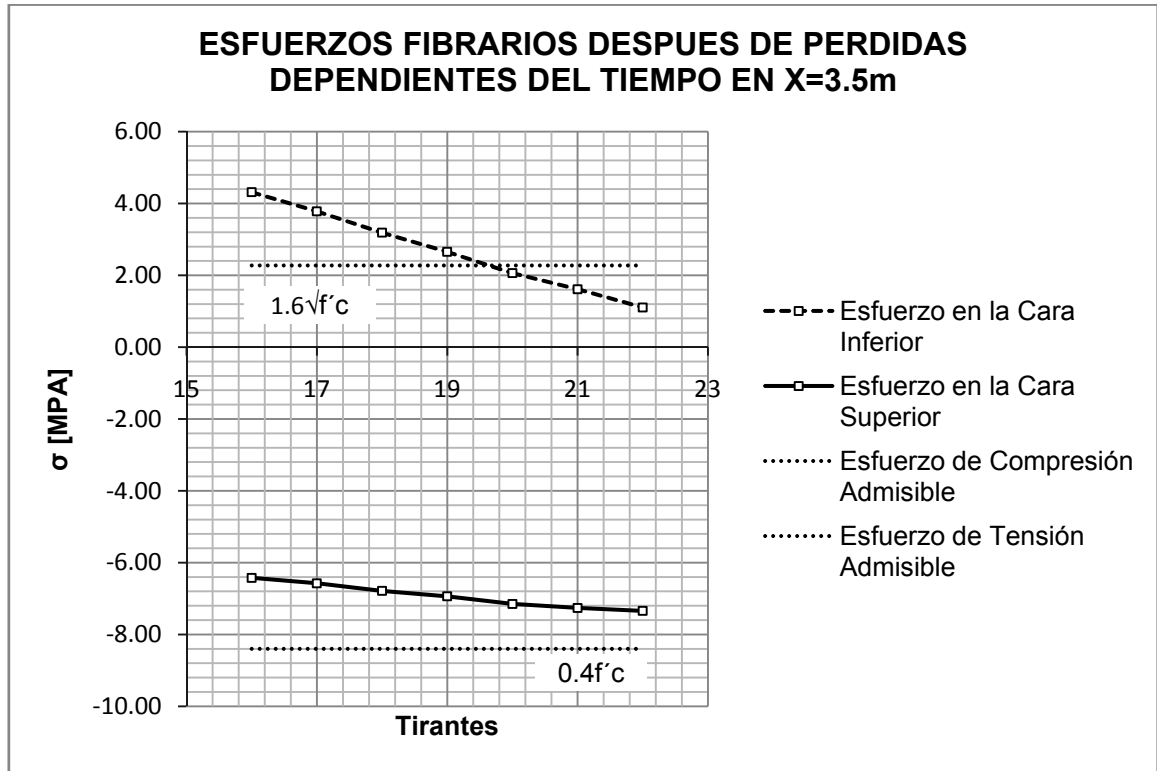
Grafica B.2



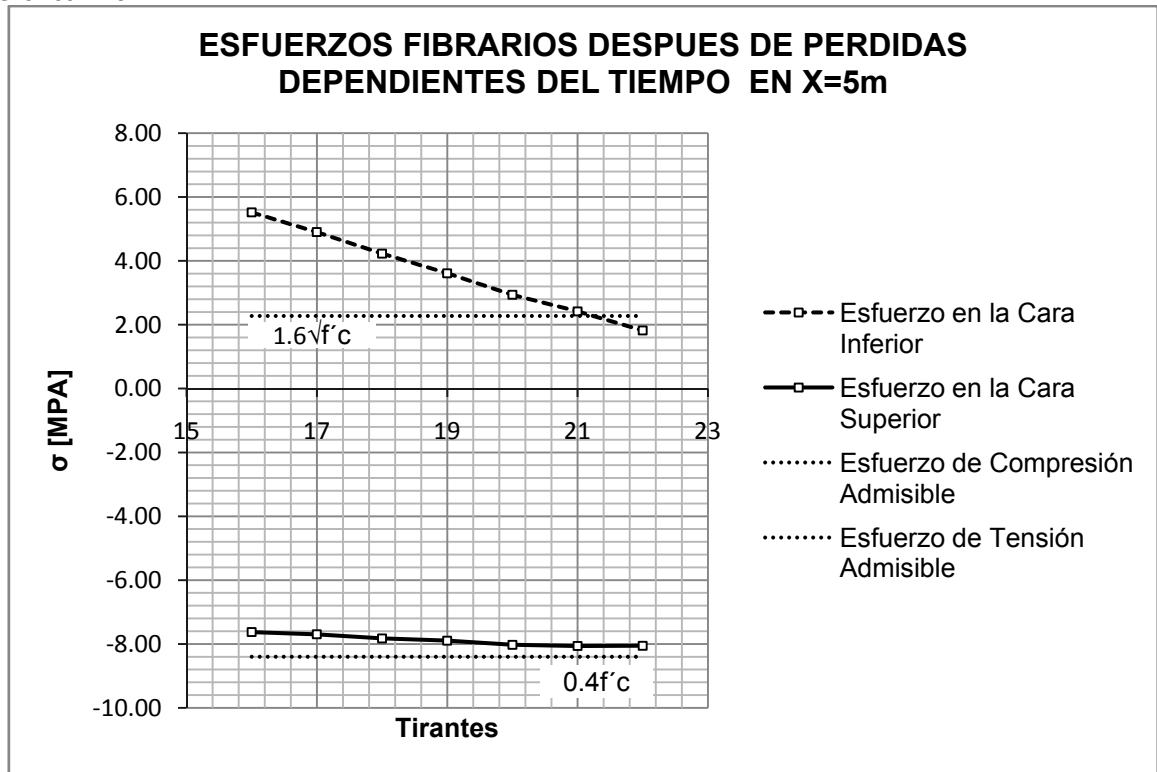
Grafica B.3



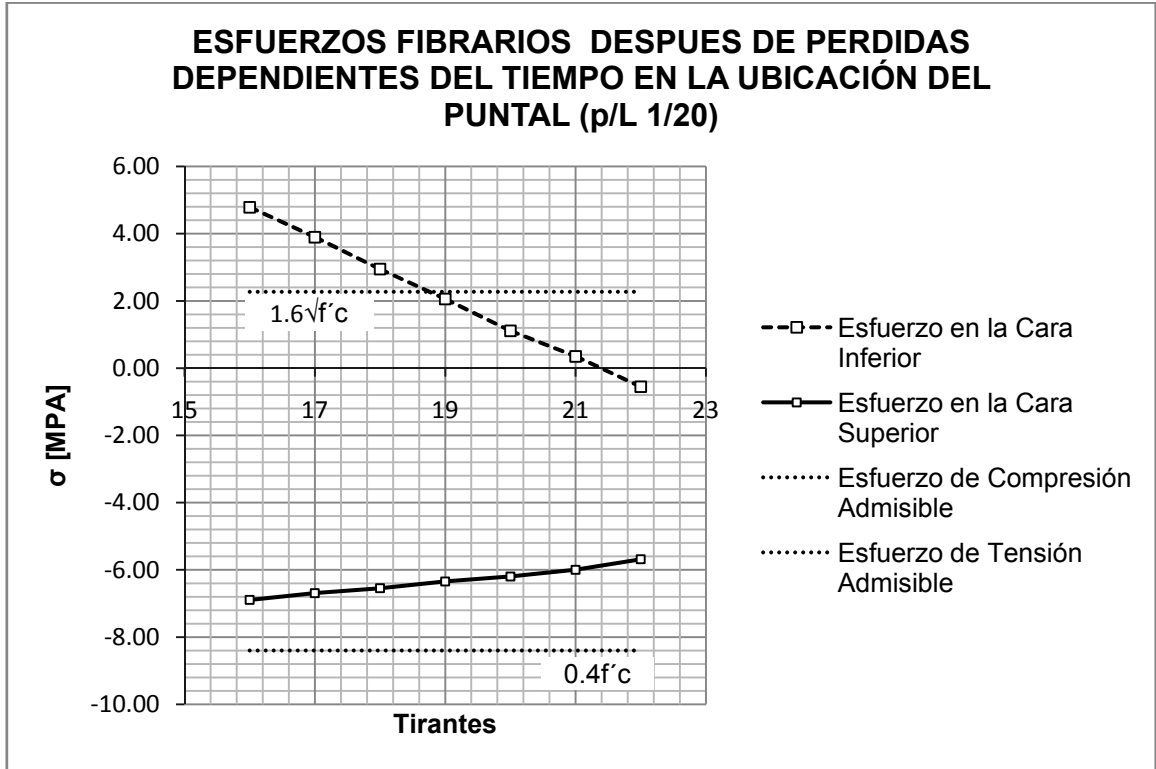
Grafica B.4



Grafica B.5



Grafica B.6



## **ANEXO C – LA PROBLEMÁTICA DE LA OSCILACION EN LOS PUENTES PEATONALES**

En un puente peatonal, si la frecuencia de excitación alcanzara la frecuencia de vibración natural de la estructura, existiría el riesgo de resonancia o excesivas vibraciones. Según Bachman, un 95% de los peatones, camina con una frecuencia entre 1.6 y 2.4 hertzios. El 50% lo hace en un rango entre 1.9 y 2.1 hertzios. Para la dirección vertical, si la frecuencia natural de la estructura esta por encima de 5 Hertzios, se considera que los modos de oscilación verticales no serán excitados. En la dirección horizontal, una frecuencia natural por debajo de 1.3 hertzios, podría provocar excesivas vibraciones laterales [HOORPAH, W. 2002]

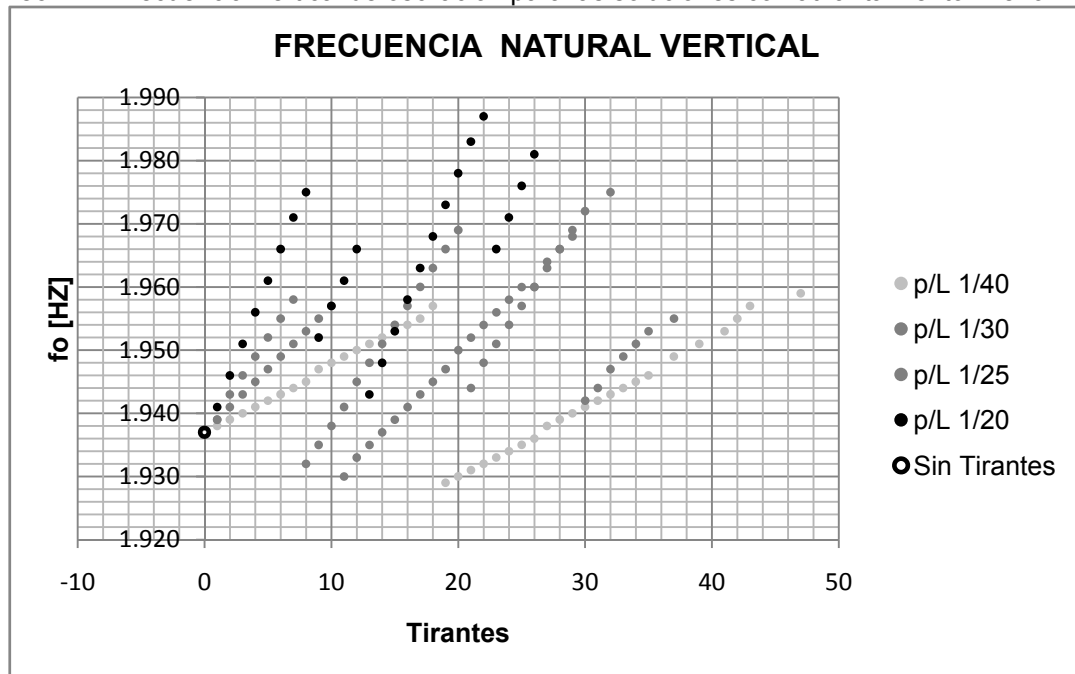
**Tabla D1.** Frecuencias verticales en Hertzios, para distintos pasos de peatones.

	Rango total	Bajo	Normal	Rápido
Caminando	1.4 – 2.4	1.4 – 1.7	1.7 – 2.2	2.2 – 2.4
Corriendo	1.9 – 3.3	1.9 – 2.2	2.2 – 2.7	2.7 – 3.3
Saltando	1.3 – 3.4	1.3 – 1.9	1.9 – 3.0	3.0 – 3.4

Fuente. HOORPAH, W. 2002

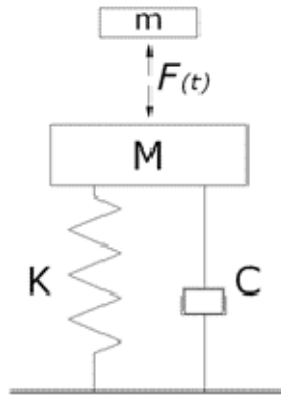
Para las soluciones estudiadas, la frecuencia vertical fluctúa entre 1.93 y 1.99 hertzios, estando dentro del rango total para la frecuencia de paso de los peatones.

**Grafico C1.** Frecuencia Vertical de oscilación para las soluciones con atirantamiento inferior.



El modelo dinámico para un puente peatonal, bajo la acción de peatones es el siguiente:

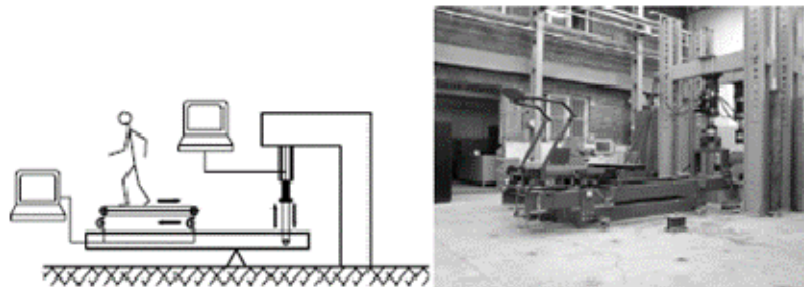
**Figura C1.** Esquema general y fotografía de la estructura empleada en el experimento.



La fuerza de interacción  $F(t)$  que es transmitida de los peatones de masa modal  $m$  a la estructura de masa  $M$ , esta relacionada además de la masa, con la frecuencia del paso y la densidad de los usuarios en la estructura. Muchos estudios han sido realizados con el fin de desarrollar una función de carga que simulen las condiciones reales.

Krzysztof Zoltowski y Piotr Zoltowski de la *Gdansk University of Technology* en Inglaterra, publican un estudio titulado *Dynamic analysis of pedestrian bridges with FEM and CFD*. En este, se llevó a cabo un experimento con el fin de desarrollar funciones de cargas  $F(t)$  más generales. El experimento consistió en examinar varios humanos caminando sobre una banda móvil a frecuencias de paso entre 1.3 y 2.6 hertzios. Células de fuerza instaladas en la estructura, permitían medir la fuerza y la interacción entre la persona caminando y la estructura vibrante.

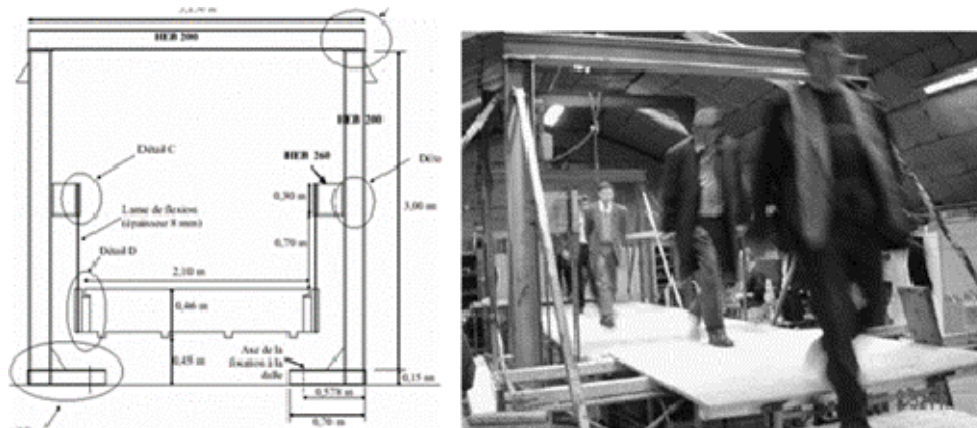
**Figura C2.** Esquema general y fotografía de la estructura empleada en el experimento.



Fuente. ZOLTOWSKI, Krzysztof y ZOLTOWSKI Piotr

El grupo de trabajo AFGC-Sétra, llevó a cabo experimentos de instrumentación en el puente peatonal de Solferino, experimentos en laboratorios y simulaciones numéricas con el fin de establecer guías de diseño y especificaciones para las acciones dinámicas producidas por los peatones. [HOORPAH, W. 2002]

**Figura C3.** Estructura de ensayos de laboratorio en el LRPC en París.



Fuente. HOORPAH, W. 2002

El confort en los usuarios, depende de los rasgos naturales y de la sensibilidad de estos ante la vibración que pudiera presentar un puente peatonal. En la mayoría de los casos, las especificaciones de diseño para puentes peatonales recomiendan valores máximos de aceleración vertical y horizontal, en otros, son controladas las frecuencias de oscilación. Por ejemplo el *Florida Department of Transportation* (FDOT) establece lo siguiente:

*<< La frecuencia fundamental sin carga viva debe ser mayor a 3 hertzios, para evitar el primer excitación del primer armónico. Si la frecuencia fundamental no puede satisfacer esta limitación, o si el segundo armónico puede ser preocupante, se debe realizar una evaluación dinámica de la estructura >>*

En el apéndice B del volumen 1 del código *Design Manual for Roads and Bridges* (DMRB), son establecidos los requisitos de servicio para vibración en puentes peatonales. De estos destacamos:

*<< Para superestructuras en las cuales la frecuencia natural de vibración excede de 5 hertzios en la dirección vertical, y de 1.5 hertzios en la dirección horizontal, los requerimientos de servicio se consideran satisfechos. Para superestructuras en donde  $f_0$  es igual o menor a 5 hertzios, la aceleración máxima vertical en cualquier parte de la superestructura debe ser limitada a  $0.5\sqrt{f_0}$  en unidades de  $m/s^2$  >>*

Por su parte, el EUROCODIGO establece que debe emplearse un modelo dinámico de carga de peatones para diversas situaciones (usuarios caminando, corriendo o saltando). También se han desarrollado expresiones para  $F(t)$  con un pequeño grupo de peatones y con el puente peatonal lleno.

Estos requisitos, aún no han sido implementados en la Normatividad Colombiana. No se menciona un análisis dinámico para diferentes situaciones de carga y tampoco se restringen los valores de frecuencia natural de la estructura. En este código, el confort de los usuarios y la serviciabilidad de la estructura esta limitada por un criterio de deflexión estática máxima debido a la carga viva, que como se ve en el grafica D1, no necesariamente cumple los requisitos de frecuencia vertical para puentes peatonales.

## **ANEXO D – DISEÑO Y ANALISIS DEL PUENTE PEATONAL DE VIGA Y LOSA**

## MATERIALES

**Concreto.** Ha sido empleado en el tablero un concreto de iguales propiedades que para los puentes con atirantamiento inferior.

**Tabla D1.** Propiedades del concreto consideradas para el puente con viga y losa.

Resistencia Nominal	$f'c: 210 \text{ Kg/cm}^2$ (21MPa)
Modulo de Elasticidad	$E_c: 173896.5 \text{ Kg/cm}^2$
Peso Específico	2.4 Ton/m <sup>3</sup>

**Acero pasivo.** El refuerzo a flexión no preesforzado consiste en barras de diámetro mínimo  $\Phi: 5/8"$ . En caso de que se requiera refuerzo para resistir el esfuerzo cortante, se ha dispuesto un diámetro mínimo de  $\Phi: 3/8"$ . Para este acero, se ha considerado un esfuerzo de fluencia  $f_y = 420 \text{ MPa}$  y un módulo de elasticidad de  $E_{s_p} = 200000 \text{ MPa}$ .

## GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA

**Vigas Longitudinales.** Se han adoptado dos vigas longitudinales. Con el objeto de que el voladizo de la placa no sea mayor a la mitad de la separación entre vigas, se toma la separación de las vigas como el ancho de la placa dividida por el número de vigas.

$$S_{vigas} = \frac{\text{Ancho del Tablero}}{\text{Número de Vigas}} = \frac{3}{2} = 1.5 \text{ m}$$

El ancho de las vigas es definido por los requisitos de resistencia para flexión y cortante. Se optó por un ancho de 0.30 metros.

La altura de las vigas se ha tomado como la altura mínima para vigas de estructuras peatonales recomendada en la tabla A.7-1 por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. La luz de diseño es de 20 metros.

$$H_{vigas} = 0.033 \cdot S = 0.033 \cdot 20 = 0.66 \text{ m}$$

El ancho de placa, efectivo como ala de una viga T, no debe exceder  $\frac{1}{4}$  de la luz de la viga (numeral A.7.6.7.1 CCP-200-94)

- $\frac{1}{4}$  de la luz de la viga:  $1/4 \cdot 20 = 5.0 \text{ m}$

El ala efectiva que se proyecta a cada lado del alma no debe exceder de:

- $1/4$  de la luz de la viga:  $1/4 \cdot 20 = 5.00 \text{ m} \rightarrow be_1 = 5.00 \text{ m}$
- 6 veces el espesor de la losa  $\left[ \frac{be-0.30}{2} \right] = 6 \cdot 0.17 \text{ m} \rightarrow be_2 = 2.34 \text{ m}$
- La mitad de la distancia hasta el alma siguiente  $\rightarrow be_3 = 1.50 \text{ m}$

**Losa.** El tablero tiene un ancho de tres metros, con barandas ubicadas en sus extremos. Se ha dimensionado el espesor de la placa usando la fórmula propuesta por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes en la tabla A.7-1.

$$h_{losa} = \frac{S + 3.05}{30} \geq 0.165$$

Reemplazando tenemos:

$$h_{losa} = \frac{1.5 + 3.05}{30} = 0.150$$

Se adopta una altura para la losa de 0.17 metros.

## DISEÑO DE LA LOSA

**Modelo de análisis.** El nivel de esfuerzos y reacciones en la losa se valoran mediante un modelo elástico sobre apoyos rígidos mediante una modelación por el método de análisis matricial de rigidez, teniendo en cuenta todas las formulaciones de la normatividad Colombiana.

**Cargas.** Considerando una longitud de 1.0 metro (en el sentido longitudinal), las cargas aplicadas sobre el modelo son:

$$\text{Peso Propio: } 0.17m \cdot 1.0m \cdot 2.4\text{Ton}/m^3 = 0.408 \text{ Ton}/m$$

$$\text{Baranda} : 2 \cdot 1.0m \cdot 0.1\text{Ton}/m = 0.2 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Viva} : 1.0m \cdot 0.4\text{Ton}/m^2 = 0.4 \text{ Ton}/m$$

❖ **Combinación de cargas.** Para el diseño de la losa se ha empleado la combinación para el *Grupo(I)* = 1.3D + 2.171L.

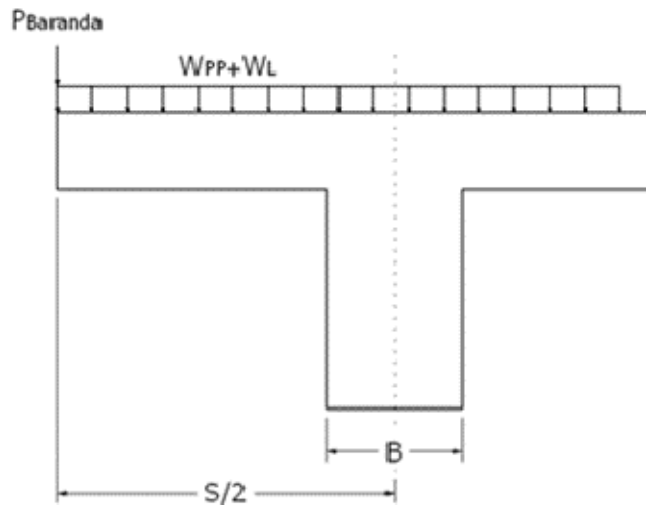
### Análisis Estructural.

❖ **Demanda a flexión en el voladizo.** En general la demanda a flexión por carga muerta y viva en el voladizo se calculan por:

$$M_D = w_{PP} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{S}{2} - \frac{B}{2}\right)^2 + P_{Baranda} \cdot \left(\frac{S}{2} - \frac{B}{2}\right)$$

$$M_L = w_L \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{S}{2} - \frac{B}{2}\right)^2$$

**Figura D1.** Esquema general de acciones sobre el voladizo.



Reemplazando se tiene:

$$M_D = \frac{0.408Ton}{m} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1.5}{2} - \frac{0.3}{2}\right)^2 + 0.1Ton \cdot \left(\frac{1.5}{2} - \frac{0.3}{2}\right) = 0.133 Ton - m$$

$$M_L = \frac{0.4Ton}{m} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1.5}{2} - \frac{0.3}{2}\right)^2 = 0.072 Ton - m$$

❖ Demanda flexión entre los apoyos. Se han usado dos hipótesis de carga viva: en la primera, la carga viva se aplica sobre todo el ancho del tablero. En la segunda solo se carga la luz entre ejes de las vigas longitudinales (Ver figura D2). El momento flector entre los apoyos por carga viva es  $-0.013 Ton - m$  y  $0.1 Ton - m$  para la hipótesis de carga 1 y 2 respectivamente. El momento flector entre los apoyos por carga muerta es  $-0.088 Ton - m$ .

❖ Demanda a cortante y adherencia. Las losas diseñadas para momento flector de acuerdo con los numerales anteriores se consideran satisfactorias para cortante y adherencia.

### Diseño a flexión.

❖ Refuerzo principal. El diseño de la losa se realiza a flexión según el literal A.4.2.2.1.2.

Las ecuaciones empleadas en la tabla adjunta son:

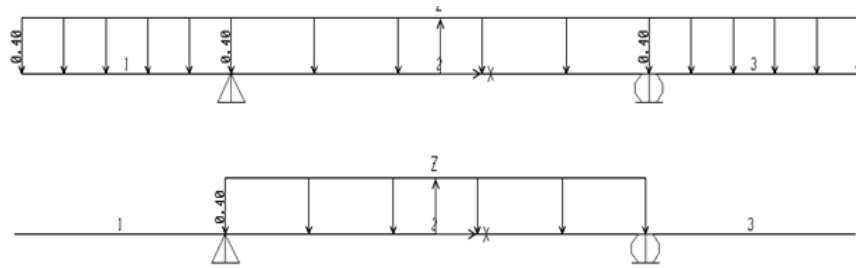
$$K = \frac{Mu}{\phi bd^2}, \text{ con } \phi = 0.9 \text{ (Factor de reducción nominal para momento)}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mK}{fy}} \right), \text{ donde } m = \frac{fy}{0.85f'c} \text{ es la eficiencia de los materiales.}$$

$$As = \rho bd$$

La cuantía mínima se calcula para un momento igual a  $1.2Mcr$  según el numeral A.7.9.1 del CCP-200-94. La cuantía máxima se calcula como  $0.75\rho_b$ . Esta última se calcula según el literal A.7.8.5.2.2.

**Figura D2.** Hipótesis de carga viva para el diseño de la losa



**Tabla D2.** Diseño a flexión de la losa para hipótesis de carga 1

MD (Ton-m)	-0.133	-0.088	-0.133
ML (Ton-m)	-0.072	-0.013	-0.072
Mu (Ton-m)	-0.33	-0.141	-0.33
d (cm)	11.90	11.90	11.90
K (Kg/cm <sup>2</sup> )	2.59	1.11	2.59
ρ calculado	0.0006	0.0003	0.0006
As (cm <sup>2</sup> )	3.77	3.77	3.77
Colocar $\Phi$ 5/8" Cada	52 cm	52 cm	52 cm

**Tabla D3.** Diseño a flexión de la losa para hipótesis de carga 2

MD (Ton-m)	-0.133	-0.088	-0.133
ML (Ton-m)	0.000	0.100	0.000
Mu (Ton-m)	-0.17	0.103	-0.17
d (cm)	11.90	14.00	11.90
K (Kg/cm <sup>2</sup> )	1.36	0.58	1.36
ρ calculado	0.0003	0.0001	0.0003
As (cm <sup>2</sup> )	3.77	4.43	3.77
Colocar $\Phi$ 5/8" Cada	52 cm	44 cm	52 cm

❖ Refuerzo de distribución. Se debe colocar longitudinalmente en la cara inferior de la losa, un porcentaje del refuerzo requerido para momento positivo, dado por la ecuación:

$$\%Distribución = \frac{121}{\sqrt{S}} = \frac{121}{\sqrt{1.5}} = 98.79\% \rightarrow Usar 67\%$$

La cantidad de refuerzo especificada se debe usar en la franja media de la luz de la losa y por lo menos un 50% de esa cantidad debe colocarse en los cuartos exteriores de la luz.

**Tabla D4.** Refuerzo de distribución

% Distribución	67.0%
As Distribución para Momento Negativo (cm <sup>2</sup> )	2.52
Colocar (Cuarto exteriores) $\Phi$ 1/2" Cada	102 cm
Colocar (Franja media) $\Phi$ 5/8" Cada	78 cm

% Distribución	67.0%
As Distribución para Momento Positivo (cm <sup>2</sup> )	2.97
Colocar (Cuarto exteriores) $\Phi$ 1/2" Cada	86
Colocar (Franja media) $\Phi$ 5/8" Cada	67

❖ Refuerzo de Temperatura. Se debe colocar de acuerdo al literal A.7.11 refuerzo para retracción y temperatura cerca de las superficies expuestas de muros y placas en ambas direcciones. El área total de refuerzo colocado debe ser de por lo menos  $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

El espaciamiento de este refuerzo no debe ser mayor de tres veces el espesor de la placa ni de 45 cm.

$$S_{\text{máx}} = \min(45; 3 * 17 = 51).$$

$$S_{\text{máx}} = 45 \text{ cm}$$

Colocar 1  $\Phi$  3/8" cada 23 cm en ambas direcciones en la capa superior de la losa.

## DISEÑO DE LA VIGA

**Modelo de análisis.** Para valorar el nivel de esfuerzos y desplazamientos en las vigas longitudinales se realiza un modelo de emparrillado tipo plano. No obstante se tienen en cuenta todas las formulaciones de la normatividad Colombiana.

❖ Elementos del emparrillado. Se han considerado tres elementos para el modelo:

- Vigas Longitudinales. Se ha usado para el modelo una sección de viga T, con altura de las aletas igual al espesor de la losa y el ancho efectivo igual al menor de los tres valores calculados atrás.
- Vigas Riostras. Tal como se indica en el numeral A.7.6.9.1 deben usarse riostras en los extremos de las vigas T. En el punto de momento máximo positivo para luces mayores de 12 metros también deben usarse estas riostras (numeral A.7.6.9.2).
- Losa. Esta ha sido dividida en múltiples elementos, los cuales tomarán la carga por área aferente.

**Cargas.** Las cargas serán aplicadas sobre los elementos de la losa. Se presenta a continuación la tabla resumen de las cargas que toma cada elemento que compone la losa.

**Tabla D5.** Cargas sobre los elementos del emparrillado

Elemento	w <sub>pp</sub> (Ton/m)	w <sub>L</sub> (Ton/m)	P <sub>Baranda</sub> (Ton)
Viga Riostra Izquierda	0.86	0.5	0.125
Viga Riostra Derecha	0.86	0.5	0.125
Viga Riostra Central	1.26	1	0.25
Elementos de la Losa	1.02	1	0.25

❖ Combinación de cargas. Para el diseño de la losa se ha empleado la combinación para el  $Grupo(I) = 1.3D + 2.171L$ .

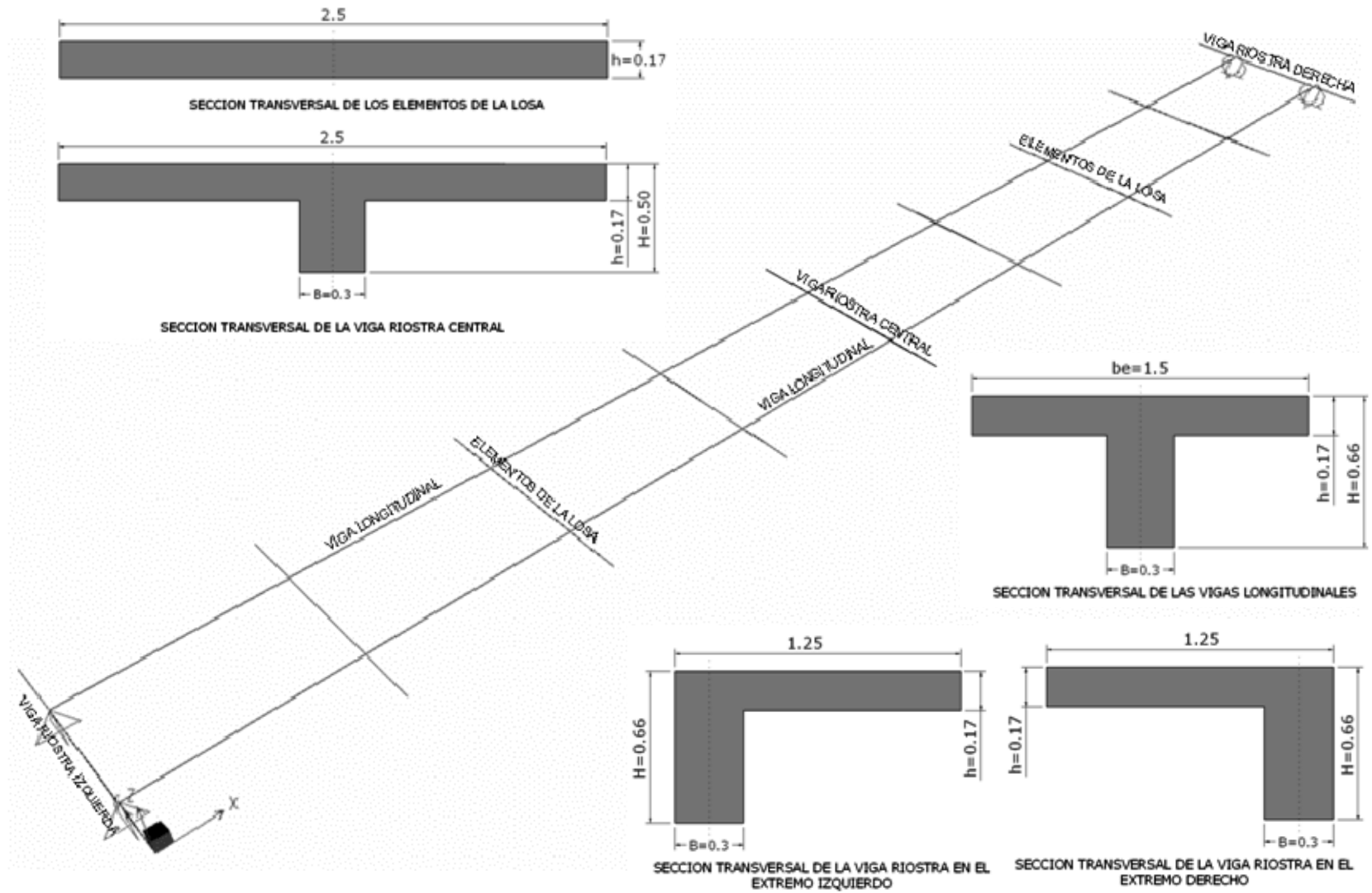


Figura D3. Emparrillado plano y secciones de los elementos

## Diseño a flexión.

- ❖ Refuerzo principal.

**Tabla D6.** Diseño a flexión de las vigas longitudinales



X (m)	2.5	5.0	7.5	10.0
MD (Ton-m)	30.2	52.0	65.2	69.9
ML (Ton-m)	13.1	22.5	28.1	30.0
Mu (Ton-m)	67.81	116.42	145.81	156.00
d (cm)	55.00	55.00	55.00	55.00
K (Kg/cm <sup>2</sup> )	9.96	17.10	21.42	22.92
ρ calculado	0.0024	0.0043	0.0055	0.0059
As (cm <sup>2</sup> )	43.51	58.97	74.94	80.59
Colocar Φ 5/8"	21	29	37	40
Colocar Φ 3/4"	15	20	26	28
Colocar Φ 7/8"	11	15	19	20

**Diseño a cortante.** El diseño a cortante en la zona de los apoyos es:

$$Vu = 1.3V_D + 2.171V_L = 1.3 \cdot (12.54) + 2.171 \cdot (5.25) = 27.44 \text{ Ton}$$

$$\frac{v_u}{\phi} = \frac{Vu}{\phi b d} = \frac{27.44 \text{ Ton} \cdot 1000}{0.85 \cdot 30 \cdot 55} = 19.57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$vc = 0.53\sqrt{f'_c} = 0.53\sqrt{210} = 7.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$vs = vn - vc = 19.57 - 7.68 = 11.89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$As \rightarrow 2 \text{ ramas de } \phi 3/8''$$

$$s = \frac{Asfy}{b \times vs} = \frac{1.41 \times 4200}{30 \times 11.89} = 17.30 \text{ cm}$$

Cuando la resistencia a cortante  $v_s$  exceda de  $1.06\sqrt{f'c} = 1.06\sqrt{280} = 15.36 \text{ Kg/cm}^2$ , la separación del refuerzo a cortante no debe ser mayor que la mitad de la máxima separación. Para este caso  $v_s < 1.06\sqrt{f'c}$ , entonces el espaciamiento del refuerzo a cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento, no debe ser mayor de  $d/2$  ni de 60 cm (numeral A.7.10.3).


$$s_{max} = \min\left(\frac{d}{2}, 60\text{cm}\right) = \min(27.5 \text{ cm}, 60\text{cm})$$

$$s_{max} = 27.5 \text{ cm}$$

Colocar estribos #3 cada 15 cm.

El resumen del diseño a cortante se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla D7.** Diseño a cortante de las vigas longitudinales



X (m)	0.55	2.5	5	7.5	10
Vu (KN)	-269.12	-260.42	-185.07	-109.75	-34.39
vu (KN/cm <sup>2</sup> )	0.165	0.158	0.112	0.067	0.021
vn (KN/cm <sup>2</sup> )	0.194	0.186	0.132	0.078	0.025
vc (KN/cm <sup>2</sup> )	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077
vs (KN/cm <sup>2</sup> )	0.117	0.109	0.055	0.001	-0.052
Colocar cada (cm)	17	17	27.5	27.5	--

## DISEÑO DE LAS RIOSTRAS

Las riostras (riostra central, riostra extremo derecho y riostra extremo izquierdo) se encuentran apoyadas sobre las vigas longitudinales y tienen una longitud de 1.5 metros.

**Diseño a flexión.** La demanda a flexión por carga muerta, es generada por el peso propio de la riostra. Para el caso de la carga viva, el momento flector actuante se ha obtenido del análisis realizado por medio del emparrillado.

**Tabla D8.** Diseño a flexión de las riostras

	Riostra Central	Riostras Extremos
MD (Ton-m)	0.081	0.107
ML (Ton-m)	0.065	0.031
Mu (Ton-m)	0.25	0.21
d (cm)	45.00	61.00
K (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.25	0.21
p calculado	0.0001	0.0000
As (cm <sup>2</sup> )	3.32	3.32
Colocar $\Phi$ 5/8"	2	2

**Diseño a cortante.** Se presenta a continuación el resumen para diseño a cortante de las riostras, siguiendo el mismo procedimiento que para las vigas longitudinales. Para ambos tipos de riostra la fuerza cortante es resistida por el concreto.

**Tabla D9.** Diseño a cortante de las riostras

	Riostra Central	Riostra Extremo
VD (Ton)	0.27	0.36
VL (Ton)	0.75	0.33
Vu (Ton)	1.98	1.18
vu (Kg/cm <sup>2</sup> )	1.72	0.76
vn (Kg/cm <sup>2</sup> )	7.68	7.68
vc (Kg/cm <sup>2</sup> )	-5.96	-6.92

## CANTIDAD DE MATERIALES

**Tabla D10.** Resumen cantidades de materiales para puente con viga y losa

ITEM	CANTIDAD	
Refuerzo Principal Vigas	2593.56	Kg
Refuerzo Cortante Vigas	174.72	Kg
Refuerzo Principal Losa	387.35	Kg
Refuerzo de T° Losa	300.04	Kg
Refuerzo de Distribución Losa	248.00	Kg
Refuerzo Principal Riostras	18.60	Kg
Concreto	17.26	m <sup>3</sup>