



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PUENTE GRANDE EN JALISCO EN EL
MUNICIPIO DE PUENTE GRANDE, EMPLEANDO PIEDRA COMO
MATERIAL CONSTRUCTIVO**

**TESIS
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:**

INGENIERO CIVIL

PRESENTA EL:

PASANTE DE INGENIERÍA CIVIL MARCO ANTONIO PÉREZ DE LA CRUZ

ASESOR:

DOCTOR EN ESTRUCTURAS GUILLERMO MARTÍNEZ RUIZ

Morelia Michoacán, Septiembre 2014

DEDICATORIA

A Dios por darme la oportunidad de seguir adelante en la vida.

A mis padres, por su paciencia y apoyo que me han otorgado y que sin duda, gracias a ellos he logrado finalizar este trabajo.

A mi asesor, Doctor Guillermo Martínez Ruiz, por llegar a este punto tan importante y relevante de esta investigación.

A mi abuelito Epifanio Pérez Narciso que en estos momentos ya no está conmigo y que se fue muy pronto, antes de verme triunfar, pero que siempre espero lo mejor de mí y él siempre hecho de ver que llegaría a tener unos logros grandes.

A mi abuelito Santiago de la Cruz Flores, dedicado con todo el amor y cariño del mundo, te fuiste unos meses antes de llegar a este momento.

A mis amigos, por su apoyo incondicional, y que siempre han estado conmigo.

AGRADECIMIENTOS

Le agradezco a Dios, por regalarme la vida en este mundo, por darme la oportunidad de triunfar en la vida misma, por ayudarme a ser fuerte y no perder la fe, por darme los papás, los hermanos, los abuelos, tíos, primos y toda mi familia que no cambiaría por nada, por los amigos que hasta el día de hoy son parte importante de mi vida, y de este triunfo al que he llegado.

Agradezco a mi Mamá, por todo el apoyo brindado de toda la vida, sin ella no hubiese llegado hasta donde en estos momentos me encuentro, su amor, su apoyo incondicional, su comprensión, sus regaños, su paciencia, la confianza que deposito sobre mí, todo valió la pena para estar donde ahora me encuentro, GRACIAS MAMÁ.

A mi Padre, por todo su apoyo brindado de toda la vida, sin él no estaría en el lugar donde me encuentro, gracias por todo su esfuerzo y que ha logrado sacar a la familia adelante, gracias a su apoyo incondicional, su amor, su cariño, sus consejos, sus regaños. GRACIAS PAPÁ.

A mis hermanos, que siempre han estado conmigo, en los buenos y en los malos momentos, en la unión de hermanos que me han ofrecido, la confianza que me han otorgado, la felicidad que me ha generado ser mis hermanos. Gracias hermanos.

A mis abuelos que siempre han estado allí, los sabios consejos que me llegaron a dar, el apoyo económico que me ofrecieron cuando podían, sabiendo que ellos lo ocupaban de igual manera, eso nunca se me olvidará, gracias por todo abuelos.

A mis tíos y primos, siempre con sus consejos, con los pies en la tierra, sus risas sus bromas y todo su apoyo incondicional, gracias.

A mis hermanos de escuela Erick Alejandro Guzmán Mejía, Erick Hidalgo Calvillo, David Mora Aguilar, Rogelio Méndez Espinoza, que han estado conmigo incondicionalmente, sobre todo en este tiempo, su gran apoyo me ha ayudado a estar en donde me encuentro, que siempre han estado para mí cuando lo he necesitado, no importando su situación. Gracias a todos, por brindarme la oportunidad de estar en sus vidas, y sentirme como un hermano suyo. GRACIAS AMIGOS

A todos mis amigos, que me han apoyado económicamente y moralmente, que han sabido darme consejos cuando uno más los necesita, me han dado su mano para los momentos de desesperación en los cuales había creído que no había salida.

Gracias al Doctor Guillermo Martínez Ruiz, mi Maestro, y una gran influencia para mí y para mi trabajo, y una persona especial que estimo, por todo su apoyo, sus grandes enseñanzas para poder sacar esta investigación. Y que sin su experiencia, su tiempo, su sabiduría, no estaría en donde ahora me encuentro. Gracias MAESTRO.

CONTENIDO

RESUMEN.....	6
1. INTRODUCCIÓN.....	7
2. ANTECEDENTES.....	8
2.1. LOS PUENTES DE PIEDRA EN EL MUNDO.....	8
2.1.1. Los puentes romanos.....	9
2.2. LOS PUENTES DE PIEDRA EN MÉXICO.....	12
3. DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES DE PIEDRA.....	15
3.1. REGLAS HISTÓRICAS.....	15
3.2. REGLAS MODERNAS.....	18
3.2.1. El método de los elementos finitos.....	18
3.2.2. El método de los elementos discretos.....	21
3.3. ANÁLISIS LIMITE.....	23
4. RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERÍA.....	25
4.1. INTRODUCCIÓN.....	25
4.2. ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA.....	26
4.2.1. Mampostería de piedra.....	26
4.2.1.1. Tipos de piedras naturales y sus propiedades.....	26
4.2.1.2. Tipos de trabajo sobre piedras naturales.....	28
4.2.2. Mortero.....	29
4.2.2.1. El mortero en puentes de arco.....	29
4.2.2.2. El mortero contemporáneo.....	31
4.2.3. Código alemán DIN 1053-100.....	33
4.3. MODELOS EMPÍRICOS EXPONENCIALES PARA EL CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA.....	35
4.4. RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN.....	36
5. ESTUDIO DEL PUENTE GRANDE EN JALISCO.....	37
5.1. LOCALIZACIÓN.....	37

5.2. CARACTERÍSTICAS ACTUALES DE LA ESTRUCTURA.....	39
5.2.1. Pilas.....	39
5.2.2. Trabes tipo NU.....	41
5.2.3. Sección del puente.....	42
5.3. ESPECTRO DE DISEÑO.....	43
5.4. PROPUESTA DE PIEDRA PARA LA ESTRUCTURA.....	47
5.4.1. Pilas.....	47
5.4.2. Arcos.....	48
5.4.3. Muros diafragma.....	50
5.4.4. Muros acostillados y muros tímpano.....	51
5.4.5. Losa y estribos.....	52
5.4.6. Tajamares.....	52
5.5. ANÁLISIS DE VIABILIDAD ESTRUCTURAL.....	53
5.5.1. Análisis por carga muerta (Peso Propio).....	53
5.5.2. Análisis por carga accidental (Sismo).....	56
5.5.2.1. Registro 10D94.....	56
5.5.2.2. Registro 14995.....	61
5.5.2.3. Registro 15796.....	66
5.5.2.4. Registro 21103.....	71
5.5.2.5. Registro CU110197.....	76
5.5.2.6. Registro 25498.....	81
5.5.2.7. Registro UV200498.....	86
5.5.2.8. Registro AC310393.....	91
5.5.3. Análisis por carga viva (carga viva vehicular constante).....	97
5.6. COMPARACIÓN ENTRE RESULTADOS DE LOS TRES TIPOS DE CARGAS.....	113
5.7. COMPARACIÓN DE RESULTADOS Y VALORES TEÓRICOS BIBLIOGRÁFICOS.....	116
6. CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.....	118
6.1. CONCLUSIONES.....	118
6.2. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.....	120
7. REFERENCIAS.....	126

RESUMEN

En este trabajo se presenta la propuesta de diseño para un puente de mampostería de grandes dimensiones. Se presentan los criterios de modelado siguiendo las antiguas reglas de dimensionamiento estructural del gótico, incluyendo criterios adicionales para definir el tamaño de bóvedas, pilas, muros y tajamares. Adicionalmente, se analiza una propuesta de trabajo utilizando nuevas tecnologías para mejorar el comportamiento sísmico de la mampostería en puentes. Por último se analiza el desempeño global ante diferentes acciones y su pertinencia como sistema constructivo actual para su nueva incorporación en la red carretera mexicana.

Palabras clave: resistencia a la compresión, arco de medio punto, desplazamiento.

ABSTRACT

In this paper the design proposal for a masonry large span masonry bridge is presented. Modeling criteria using ancient gothic geometric rules including additional criteria to define the size of vaults, piles, walls and pile water breakers are presented. Additionally, a work proposal using new technologies to improve the seismic behavior of masonry bridges is analyzed. Finally the global performance under several actions and their relevance as a current construction system for its new addition to the Mexican road network is analyzed.

Keywords: Compressive strength, arch, displacement.

1. INTRODUCCIÓN

Las nuevas tecnologías y los nuevos materiales han sido la cúspide para la construcción de los nuevos puentes, los más relevantes en las últimas décadas, los puentes de concreto, los puentes de acero y los puentes híbridos (concreto y acero). Estos se han venido trabajando desde hace más de medio siglo, algunos puentes de cierto tipo más longevos que otros. Sin embargo, con todas estas nuevas tecnologías y materiales tan innovadores que cada día se hacen presentes, solamente se han logrado resultados parcialmente satisfactorios. El hecho de que algunos puentes sean degradados por medios ambientales, la necesidad de darles mantenimiento a ciertas edades (ya que si no se hace esto, pueden llegar a colapsar), el mismo empleo de estos mismos materiales, el concreto o acero, hace de los puentes estén inmersos en bastantes análisis profesionales sobre su duración de vida. Esto no quiere decir que todo sea negativo en la actualidad de los puentes, las nuevas tecnologías y los nuevos materiales han hecho que con el tiempo se logre salvar obstáculos que en la antigüedad eran completamente imposibles e inimaginables de cruzar, de igual manera, se han creado nuevos materiales que ayudan a una longeva vida de éstos.

Con el tiempo se ha dejado de lado la construcción de los puentes con un material natural, la roca. Como ejemplos se tienen los acueductos que después de siglos aún siguen vigentes en cualquier parte del mundo así como los pocos puentes de piedra que existen en nuestro mismo país y que han permanecido vigentes en la nueva era.

Sabemos que la piedra como material de construcción puede llegar a tener inconvenientes como material constructivo, sin embargo, si este materia se incorpora en la actualidad implicaría el regreso de la estereotomía como técnica fundamental de construcción, lo cual sería una gran área de oportunidad para mano de obra que prácticamente se ha perdido y para nuevas industrias. Adicionalmente, la posible incorporación de nuevas tecnologías de materiales, combinadas con la piedra, sin duda alguna permitiría lograr estructuras con un mejor comportamiento inclusive superando las construidas hace siglos, además de reducir los costos de mantenimiento a mediano y largo plazo, lo cual volvería a los puentes de piedra estructuras por naturaleza sustentables, ya que se reduciría de manera significativa la emisión de CO₂ al medio ambiente, tanto reducir el uso del cemento y el acero para su construcción como al reducir los materiales empleados para las labores de mantenimiento posterior.

En esta tesis se retomará a la piedra como material constructivo en puentes, se hará una combinación entre las reglas históricas de construcción con las nuevas tecnologías de análisis y trataremos de demostrar que los puentes de piedra pueden ser de nuevo una parte importante de la ingeniería de vías de comunicación. Los resultados que se lleguen a obtener, será un ostentoso avance para este antiguo sistema de estructuras, y que si se le llega a dar la importancia suficiente y un seguimiento a este tipo de investigaciones, podríamos estar hablando de una nueva tecnología en aras de la ingeniería civil.

2. ANTECEDENTES

Los puentes comenzaron a existir desde los primeros años del ser humano como ser pensante, la necesidad de cruzar de un lado a otro entrepuerto un obstáculo quizá hizo que la mente del hombre comenzará a trabajar de una manera analítica, planteándose posibles soluciones que en un principio ni ellos mismos lograban entender.

La historia de los puentes es también la historia misma de la ingeniería estructural. El problema de pasar un vano construyendo una estructura fija se ha repetido a lo largo del tiempo con distintas soluciones. Según se fue avanzando en el conocimiento de los materiales y la forma en que éstos resisten y se fracturan hizo que se construyeran cada vez puentes más altos, con mayor vano y con un menor uso de materiales [17].

Seguramente los primeros puentes fueron realizados con elementos simples de la naturaleza, como por ejemplo un tronco dejado caer sobre una barranca para cruzar el desnivel, o sobre un río para cruzar por encima de la corriente. Los primeros puentes serían una combinación de rocas apiladas como pilares sosteniendo los maderos que funcionaban como tableros [17].

Los puentes de piedra en su forma de bóveda, se han venido utilizando en las civilizaciones tempranas de Mesopotamia, Nilo y Asia central desde finales del tercer milenio antes de Cristo. El desarrollo y la evolución de estos ha sido gigantesco y de igual manera ha dejado numerosos ejemplos. Los inicios de la época de los romanos marcó sin duda a los puentes de arco en piedra como un proceso técnico que comienza a sistematizarse en occidente de manera general y en España de una forma más particular [5].

2.1. LOS PUENTES DE PIEDRA EN EL MUNDO

Los puentes de arco de piedra o tipo bóveda fue una solución adoptada en Occidente para salvar los diferentes obstáculos en los caminos dando una vía de comunicación permanente. El puente de piedra era el sustituto de los puentes de madera en el momento que se requería una vida útil más fuerte y longeva [5].

El primer momento de ostentación se dio en Roma y en los territorios que existían bajo su dominio. Durante esta época, que abarcó cuatrocientos años de construcciones de puentes por toda Europa desde la construcción del “Ponte Rotto” en 179 a.C. hasta la construcción del “Pons Aemilius” en el siglo III [5].

2.1.1. Los puentes romanos

En la época del imperio romano se levantaron aproximadamente unos 2000 puentes, obras de ingeniería impresionantes y de una gran maestría técnica.

En la ciudad de Roma en la época republicana solamente existieron 4 puentes de los cuales el Sublicio fue el más antiguo y del cual ya no quedan restos debido a que fue construido de hierro y madera para ser destruido fácilmente en caso de peligro de guerra. El puente Emilio, primer puente construido del material de piedra en el 179 a. C. y del cual aún son visibles sus restos en el río Tíber. El puente Fabricio y el puente Cestio levantados aproximadamente un siglo después del puente Emilio [5].

La base de los puentes romanos era el arco como anteriormente se mencionó. El arco usado por los romanos fue el arco de medio punto, es decir arcos de media circunferencia, no dejando las variaciones del medio punto.

El pons Cestio o puente Cestio es un puente romano hecho de piedra en Roma Italia, que atraviesa el río llamado Tíber hacia el oeste de la isla tiberina. El puente fue construido en su primera versión alrededor del primer siglo antes de Cristo después del puente Fabricius situado al otro la isla. Estos puentes quizás sean de los más emblemáticos del imperio romano ya que son los puentes más antiguos hoy en día. El puente Fabricius permanece completamente intacto, mientras que el puente Cestio fue desmantelado en parte del siglo XIX, [26]. Por lo tanto podríamos decir que el puente de hoy es una combinación entre una estructura antigua y una estructura con reglas y materiales modernas. FIGURA 2.1-1.

El puente Fabricio es parte de la historia del imperio romano que al igual que el puente Cestio, el puente Milvio y algunos otros puentes, fue construido en la antigua Roma sobre el río Tíber. Este puente fue construido en el año 62 antes de Cristo, siendo el puente más longevo de todos los puentes en esa era y que aún conserva su estado original. Está constituido a partir de dos amplios arcos de medio punto apoyados en un pilar central en medio del cauce. Su nucleó está construido de Toba y su revestimiento exterior actualmente está hecho de ladrillo y travertinos, referencia [27]. FIGURA 2.1-2.

El puente Milvio es un puente situado en el norte de Roma, Italia y es uno de los puentes más importantes del río Tíber. Este puente fue construido en el año 207 a.C. En 110-109 a.C. Marco Emilio Escauro reconstruyó el puente en mampostería.[20]. FIGURA 2.1-3.

Quizá mencionamos el puente más emblemático de los que quedan en el mundo del gran imperio romano, el puente alcántara fue construido entre los años 105 y 106 por el arquitecto romano Cayo Julio Lacer en la vía que comunicaba Norba-Actual Cáceres con Conimbriga que ya en la actualidad no es acceso a ninguna ciudad. La mampostería del puente es muy importante, son sillares de granito colocados sin algún tipo de junta entre ellos, referencia [25]. FIGURA 2.1-4.



Fig. 2.1-1. Puente Cestio, Roma, Italia [26].



Fig. 2.1-2. Puente Fabricio, Roma, Italia [27].



Fig. 2.1-3. Puente Milvio, Roma, Italia (Fuente: Google).



Fig. 2.1-4. Puente Alcántara, España [25].

2.2. LOS PUENTES DE PIEDRA EN MÉXICO

Los puentes de arco de piedra en México no llegaron sino hasta la época de la conquista, por tanto podemos encontrar algunos de los puentes construidos por los españoles en un buen estado debido a su poca edad comparados con los puentes romanos construidos en Italia, España y en algunos otros países.

Los colonizadores que construyeron estos puentes en el país, sin duda, traían consigo los antecedentes constructivos de los puentes romanos, siendo esto tan notorio debido a la completa similitud de los pocos puentes en México con los puentes romanos.

Uno de los puentes que aún sigue en existencia es el puente de piedra en el municipio de Acámbaro, en el estado de Guanajuato. Este puente como todos los de este tipo es una monumental obra de nueve arcos construido sobre el río Lerma en el año de 1751. Con un gran definido y elegante estilo neoclásico [23]. FIGURA 2.2-1.

Otro de los puentes memorables y que sigue vigente en nuestro país se encuentra en Veracruz que cruza el río Huitzilapan y es llamado puente nacional actualmente, con anterioridad el nombre de éste era el puente del rey. El clásico problema de salvar un obstáculo hizo que se construyera este puente. Específicamente se construyó para cruzar el río Huitzilapan ya que significaba un problema, fue construido a principios del siglo XIX entre el año 1800 y 1806 [22].

Este puente consta de 7 arcos, sentado sobre dos estribos como la mayoría de los puentes. Posee una combinación en las geometrías de los arcos, algunos de medio punto, y otros tipo ovalados. FIGURA 2.2-2.

Puente del Tankuwini o también conocido como puente de Jonotla, fue el puente en arco sobre el río Lerma, no se tiene la fecha exacta de su construcción, sin embargo posiblemente su estructura haya sido reconstruida varias veces, siendo una de las últimas antes del siglo XX. En el año de 1999 en una inusual crecida del caudal se derrumbó y ya no volvió a ser reconstruido. En la actualidad solo quedan vestigios. El puente con pequeño claro de 35 metros además constaba con solo dos arcos, un pilar con una altura de más de 30 metros empotrado en una roca que levantaba los dos arcos. Fue construido con piedra caliza obtenida de la zona y con argamasa con base de cal [18]. FIGURA 2.2-3.

El puente Cavadas, llamado así en homenaje a José María Cavadas, entre 1832 y 1833, calculado y diseñado por él mismo, pasa por una de las obras más monumentales que se erigieron en México en el siglo XIX. La perfección de los arcos, acreditan al puente como una de las piezas más notables del país en su género, surgida también de las manos y el talento de los canteros piedradenses, además de la cooperación de los vecinos de ambos márgenes del Río Lerma [24]. FIGURA 2.2-4



Fig. 2.2-1. El puente de Acámbaro, Guanajuato (Fuente: Google).



Fig. 2.2-2. Puente nacional, Veracruz (Fuente: Google).



Fig. 2.3-3. Puente Tunkuwini, Puebla [18].



Fig. 2.4-4. Puente Cavadas, la Piedad, Michoacán (Fuente: Google).

3. DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES DE PIEDRA

3.1. REGLAS HISTÓRICAS

La mayoría de los puentes de arco de piedra existentes en la actualidad fueron construidos en las épocas que no se tenía conocimiento de un sistema teórico general de las estructuras. Tan solo a partir del siglo XVIII, el proyecto de estos puentes se ve asistido por herramientas teóricas de análisis. En los siglos XVIII y XIX cuando se sistematiza el proyecto y construcción de los puentes de arco, que además recoge los numerosos tratados donde se contemplan aspectos tales como los métodos de análisis detalles constructivos, prescripciones y detalles de ejecución, y un largo etcétera También es en esta época cuando se alcanzan las mayores luces y se logran los retos técnicos más espectaculares (salvo excepciones de la época romana) [5].

Durante gran parte de la historia de estas estructuras, no existía un conocimiento teórico que respaldara el proyecto de las mismas. El levantamiento de estas grandes estructuras era basaba en la experiencia y en la transmisión de la misma entre los ingenieros de esa época. La tecnología constructiva jugaba un papel importante en la capacidad técnica del momento. De ahí que las épocas de esplendor en la construcción hayan coincidido con las mejores épocas de gestión correspondiente a gobiernos que presentaban especial importancia al estado de las comunicaciones.

La técnica constructiva estaba ligada al tipo de material utilizado ya fuera piedra, ladrillo y concreto (siendo este una mezcla de puzolanas, cal ordinaria, arena, grava y agua.), tanto en los procedimientos de obtención de los sillares (labra y corte) como en los medios de transporte y elevación [5].

Los puentes romanos se construían conforme a un proyecto que englobaba un estudio de sus dimensiones y la elaboración de planos aunque no se sabe a ciencia cierta si esto se hacía sistemáticamente para todas las obras [5].

El estudio y cálculo de las dimensiones de las estructuras, en el que se hacía uso del ábaco como la herramienta del cálculo, estaba basado en un mero análisis de proporciones y un uso de ciertas reglas geométricas. Si bien es verdad que existen tratados de construcción donde se mencionan aspectos relacionados completamente con la construcción de puentes pero aun así no se tienen algún tipo de reseñas por escrito de técnicas geométricas de proyecto utilizadas en la época. A continuación se mencionará algunas reglas que provienen solamente de la observación posterior de estas estructuras una vez ya construidas [5].

En principio las bóvedas se construían habitualmente de peralte constante; excepcionalmente, debido a tamaños irregulares de las dovelas se construía con altura variable. En determinadas ocasiones, muy pocas, se construía la bóveda de altura variable.

La directriz utilizada para el intradós fue la circular con diferentes ángulos de desarrollo. La más utilizada fue la bóveda de medio punto (y con la cual está basada la geometría a utilizar para nuestro modelo) aunque por supuesto existen numerosos ejemplos de bóvedas carpaneles, especialmente en la época de Trajano y Adriano. En estos casos las

bóvedas se pueden clasificar en dos grandes grupos en función de su ángulo de desarrollo [5].

Se considera un desarrollo grande cuando $2\theta \geq 100^\circ$ ya que en este caso, la relación entre la flecha (f/l) es de aproximadamente un $\frac{1}{4}$.

Se considera un desarrollo pequeño cuando $2\theta \leq 100^\circ$ que corresponde a un comportamiento de bóveda rebajada.

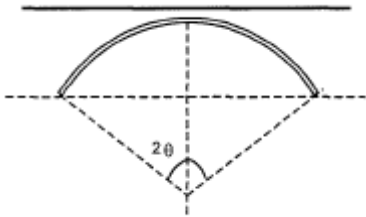


Figura 3.1-1. Ángulo de desarrollo en una bóveda circular.

Unas reglas más sencillas se dieron en el año de 1717, se dio el siguiente listado de cinco reglas durante un proceso de diseño de puentes de arco de piedra natural que de igual manera no se deja de lado las antiguas construcciones que siguen de la mano con estas mismas:

- Elección de la forma del arco
- Elección del espesor de arco en la corona
- Elección del espesor de la base y el pilar
- Elección de las paredes de ala
- Elección del espesor de los muelles en función del diseño del arco

Durante el tiempo de construcción de estos arcos, el diseño de puentes de arco se llevó a cabo principalmente utilizando modelos empíricos [8].

Los métodos empíricos están entendidos como métodos que describen el comportamiento de soporte de carga de puentes de arco sobre la base de simples reglas geométricas para el diseño de los elementos de arco. Tales reglas simples son mostradas en la figura 3.1-2.

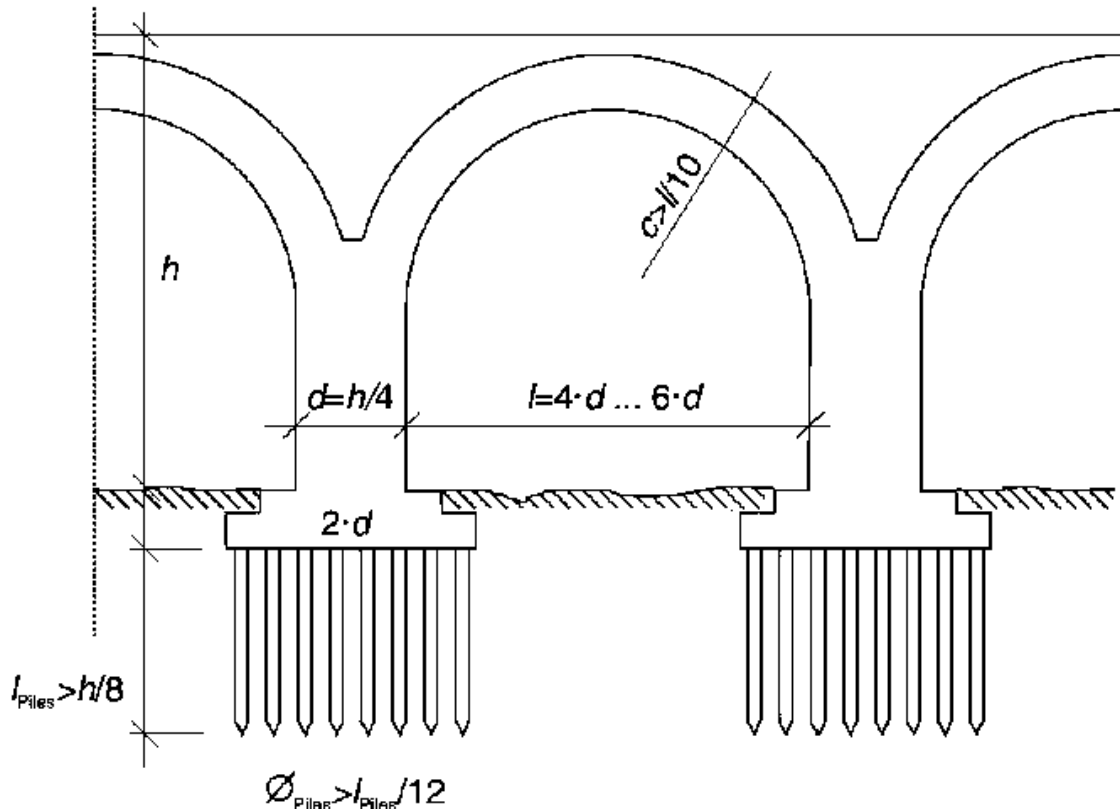


Fig. 3.1-2. Reglas empíricas para el diseño de puentes de arco de Alberti alrededor de 1,450 (tomado de Heinrich 1983).

La tipología de pilas utilizada habitualmente era la sección rectangular hueca de sillería de piedra rellena de concreto pobre. La dimensión de la pila venía dada por la relación de su anchura con respecto a la luz de la bóveda que oscilaba entre un tercio y un quinto [3].

Proske nos ofrece algunas teorías más sobre el dimensionamiento de los puentes de bóveda de piedra sin embargo para cuestiones básicas nos dimos a la tarea de guiarnos con las más básicas y sencillas y observando los puentes ya construidos por los romanos. Por ende, solamente estamos mencionando estas reglas que con anterioridad logramos observar. Esto no quiere decir que sean de menor importancia las demás, pero de cierta manera ya vienen mencionadas implícitamente en el método de Alberti.

3.2. REGLAS MODERNAS

3.2.1. El método de los elementos finitos

El método de los elementos finitos ha llegado a ser una herramienta muy importante para la solución numérica de un muy alto número de problemas de ingeniería. Las aplicaciones van desde; el análisis por deformaciones y esfuerzos de autos, aeronaves, edificios, y estructuras de puentes, en el cual lo hemos utilizado; hasta el análisis de los campos de flujo de calor, de fluidos, magnéticos entre otros problema de fluido. Hoy en día con los grandes avances que ha tenido la tecnología, ya se pueden modelar problemas mucho muy complejos con relativa facilidad. Al momento de crear un modelo en computadora se pueden crear varias configuraciones alternas antes de llegar a un primer prototipo [12].

El método de los elementos finitos comenzó a trabajarse desde el año de 1943 en un artículo realizado por Courant en el cual mencionó el uso de interpolación polinomial por partes sobre subregiones triangulares para modelar sobre torsión. Más adelante, en el año de 1956 algunos nuevos investigadores obtuvieron y presentaron matrices de rigidez para algunas estructuras de tipo armaduras, vigas y algunos otros elementos. Ya para el año de 1960 fue utilizado el Elemento finito por Clough. A principios de la década de los años 60, los ingenieros comenzaron a utilizar el método para obtener soluciones aproximadas en problemas de análisis de esfuerzos, flujo de fluidos, transferencia de calor y sobre otras áreas. Ya a finales de la década de 1960 y comenzando la siguiente década el análisis por elementos finitos se aplicó a problemas no lineales y de grandes deformaciones [12].

En la actualidad los avances en computadoras y la disponibilidad de poderosas microcomputadoras han puesto este método al alcance de estudiantes e ingenieros.

Para este método de análisis, una región compleja que define un continuo se discretiza en formas geométricas simples llamadas elementos finitos. Sobre un proceso de ensamble, cuando se consideran debidamente las cargas y restricciones, da lugar a un conjunto de ecuaciones. La solución de esas ecuaciones nos da el comportamiento aproximado del continuo [9].

En suficientes casos de ingeniería es necesario determinar la distribución de los esfuerzos y deformaciones en un continuo elástico. Pueden ser variables estos casos como desde un problema bidimensional de esfuerzos y deformaciones planas, flexión de placas, estructuras con simetría axial, más sin embargo cualquiera que sea el caso, para la aplicación del método, es necesario discretizar la estructura con un numero finito de elementos. La discretización logra ser aplicada siguiendo algunos puntos:

- La estructura o sistema continuo se divide en un número finito de elementos a través de líneas o superficies imaginarias.
- Los elementos imaginarios están conectados entre sí, mediante nodos en puntos discretos, situados en los contornos.
- Se establece un conjunto de fuerzas concentradas en cada nodo creado, de tal modo que se puedan equilibrar esfuerzos y de cualquier carga repartida, que permita así una relación entre fuerza-desplazamiento de la forma

$$\{\mathbf{P}\} = [\mathbf{K}]\{\mathbf{d}\}.$$

Los principios de las rigideces define una relación entre las mismas a través de las fuerzas y los desplazamientos de los nodos, al igual que en el método de las rigideces, inicialmente para cada elemento, con la compatibilidad y el equilibrio, se puede determinar la ecuación Fuerza-Desplazamiento del sistema estructural.

Este método nos obliga a que exista un equilibrio en los puntos nodales, generalmente no es totalmente obligatorio a lo largo de las fronteras de los elementos tipo, lo que indica que, el análisis por método de elementos finitos, nos conlleva a que los esfuerzos en diferentes puntos y que unen a dos elementos, sean distintos [9].

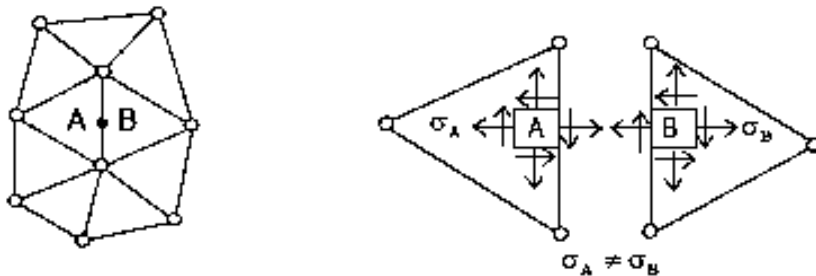
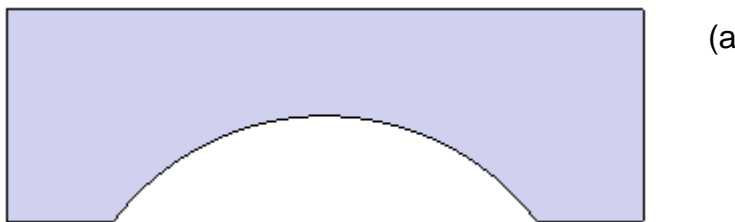


Fig. 3.2-1. esfuerzos de frontera de dos elementos finitos adyacentes. [9].

Básicamente, el método de los elementos finitos consiste en la división de cualquier modelo estructural en un sistema de pequeños elementos tipo, para los cuales, se plantean las ecuaciones anteriormente mencionadas; ecuaciones de compatibilidad y de equilibrio [6]. A esta división de elementos tipo de un modelo estructural se le conoce como mallado o malla de elementos finitos, consta de crear un modelo de cualquier tipo de dimensiones; unidimensional, bidimensional y, tridimensional, siendo estos la mayor parte de los problemas de la ingeniería y convertirlo en una malla de un variable cantidad de elementos, dependiendo de qué volumen de elementos se le requiera dar.

Los elementos que se crean tienen variaciones dependiendo del tipo de elemento que se trabaje, están los elementos cuadriláteros o triangulares para un mallado de dos dimensiones.



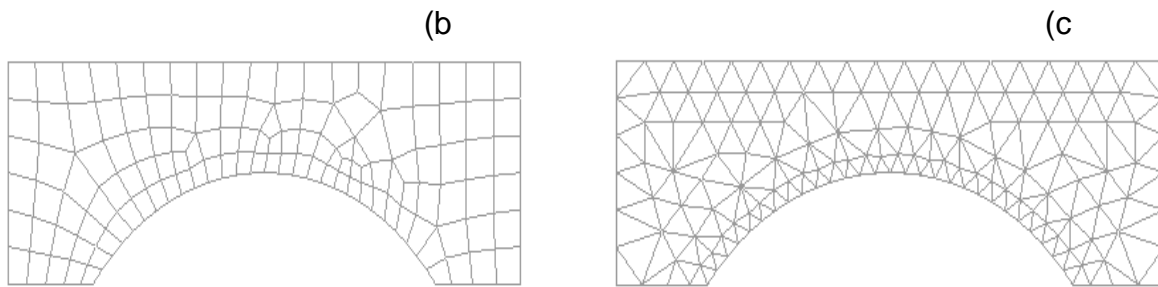


Fig. 3.2-2. a). Figura del modelo a mallar. b). modelo mallado con elementos tipo cuadriláteros. c). modelo mallado con elementos tipo triangulares.

Para modelos estructurales en tres dimensiones se crean los elementos llamados tetraedros

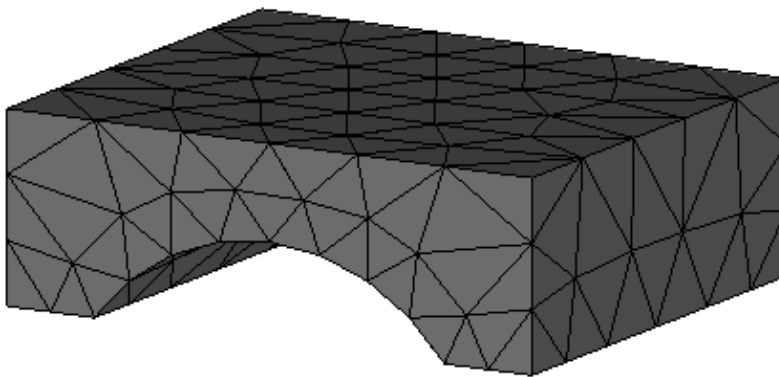


Fig. 3.2-3. Modelo mallado con elementos tipo tetraedros en tres dimensiones.

Estos elementos tetraédricos de 4 nodos las relaciones esfuerzo-deformación unitaria estará dada por:

$$\sigma = D\epsilon$$

siendo **D** una matriz simétrica de (6 x 6). Para materiales isotrópicos, **D** está dada por la ecuación:

$$D = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1 - \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1 - \nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5 - \nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5 - \nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5 - \nu \end{bmatrix}$$

sabiendo que ν es la relación de Poisson, y E el módulo de Young o módulo de elasticidad.

Y donde las relaciones deformación unitaria-desplazamiento están dadas por:

$$\epsilon = \left[\frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y}, \frac{\partial w}{\partial z}, \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}, \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}, \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right]$$

3.2.2. El método de los elementos discretos

Este método consiste en discretizar el continuo espacialmente como un conjunto de masas discretas, vinculadas por un arreglo de elementos de retícula espacial con rigidez equivalente a la porción del continuo que estas representan, siendo que la figuración, fractura y/o fragmentación de la estructura en estudio se traduce, como el modelo teórico de la estructura en estudio, desactivando barras en la zona comprometida, teniendo en cuenta la energía disipada en el proceso [8].

Las ecuaciones de movimiento resultantes son desacoplados (la matriz de masa es diagonal y el amortiguamiento es proporcional a la masa) y se integran en el tiempo mediante un esquema explícito.

El método de los elementos finitos puede mostrar problemas de convergencia, especialmente con grandes grietas. Entonces, la ventaja del método de elementos finitos asumiendo propiedades de los materiales homogéneos sobre ciertas regiones no puede retener más. Una alternativa es la aplicación del método de los elementos discretos de sus siglas en inglés; (DEM, Discret Element Method), a veces llamado método de los elementos distintos [8].

En general, el DEM es un procedimiento para la simulación de movimientos de un número limitado de cuerpos con cualquier forma sujeta a ciertas interacciones. Cuerpos individuales se pueden mover libremente en el espacio, sin embargo, los contactos entre los cuerpos son considerados. Se cumplen las condiciones de contorno estática y cinemática.

Las fronteras estáticas en cuenta lo siguiente en detalle (Neuberg, 2002):

- Funciones de comportamiento del materiales
- Funciones de contacto
- Las condiciones externas

Las funciones del material describen el comportamiento de cuerpos individuales sujetos a fuerzas externas. Las funciones del contacto describen la interacción entre cuerpos aislados y las condiciones externas corresponden a fuerzas, que podrían ser gravitacionales, sísmicas etcétera [8].

Las condiciones cinemáticas se rigen bajo la segunda ley de Newton incluyendo componentes de amortiguamiento [8].

Los cálculos anteriores se resuelven en el dominio del tiempo, permitiendo considerar los posibles cambios en las fuerzas externas si fuera necesario (Neuberg, 2002).

Los primeros usos de DEM fueron hechas por Cundall (1971) y Cundall y Strack (1979). Desde entonces el DEM ha encontrado una amplia aplicación en el cálculo de los elementos de mampostería y puentes de arco de fábrica por ejemplo, Chiostrini et al. (1989), Mamaghani et al. (1999), Bicanic et al, entre algunos más han utilizado DEM para estructuras de mampostería en general.

Brookes y Collings (2003), Bicanic et al. (2003), Jackson (2004), Schlegel (2004) y Rouxinol et al. (2007) han utilizado DEM para puentes de arco de piedra.

Aunque el método de los elementos discretos es un método muy general y robusto, el problema para las aplicaciones prácticas implica un gran tiempo de cálculo y una gran multitud de diferentes parámetros de los materiales que son a menudo desconocidos o difíciles de medir en la estructura.

3.3. ANÁLISIS LÍMITE

El análisis límite se creó a principios del siglo XVIII pero se desarrolló hasta finales del siglo XIX, ya para esta época existía una gran variedad de materiales capaces de soportar tensiones y compresiones, el hierro y más adelante el concreto armado [3].

El análisis límite es un método simplificado que nos ayuda para valuar un factor de carga en forma horizontal y verticalmente, que rompe el equilibrio estático y activa la condición de mecanismo en el sistema estructural [3].

El mecanismo, es una condición para la cual la estructura puede llegar a ser representada como una cadena de cuerpos rígidos. La aplicación del método del análisis límite sobre una estructura de mampostería implica considerar a la misma como un conjunto de bloques rígidos los cuales se mantienen unidos por fuerzas a compresión, llegando al agrietamiento cuando comienzan a existir fuerzas de tensión [6]. Figura 3.3-1

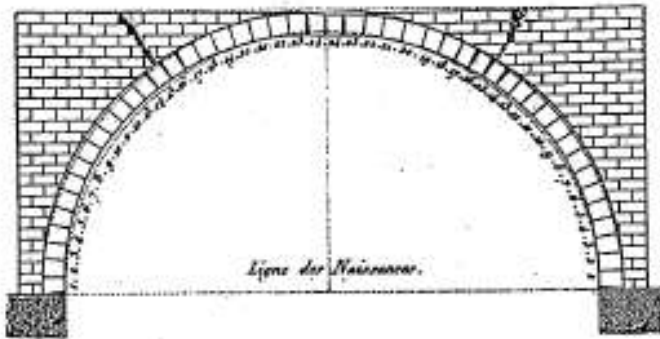


Fig. 3.3-1. Posible mecanismos cinemáticos para arcos de puentes [3].

Kooharian fue el primero en aplicar las teorías de análisis de pórticos de acero al análisis de arcos, pero, ha sido Heyman el principal impulsor de estos métodos a través de numerosas contribuciones [3].

Para poder aplicar el análisis a los arcos de piedra es preciso partir de las siguientes tres hipótesis indicadas por el mismo Heyman [6]:

1. La resistencia a compresión es infinita. Esto implica que los esfuerzos son tan bajos en este tipo de construcciones que no existe algún peligro de que la estructura colapse por falta de resistencia.
2. El colapso por deslizamiento es imposible. Aquí se hace la suposición que la fricción en las uniones es suficientemente alta como para que los ladrillos o las piedras no puedan deslizar unos sobre otros. Es posible encontrar algunos casos de colapso por deslizamiento en estructuras de mampostería, más sin embargo estas se pueden evitar en casi todas las situaciones.

3. La resistencia a tensión es nula. Esta última hipótesis es a favor de la seguridad puesto que sí existe una pequeña resistencia a tensión que se debe a la adherencia de los morteros, más sin embargo, dado su pequeño valor se desprecia.

Por otro lado Parlan desarrolló una teoría de análisis de rotura de estructuras de mampostería a partir de la mecánica clásica de los medios continuos. Partiendo de un enfoque distinto llega a demostrar también los teoremas fundamentales del análisis a rotura, si bien introduce la posibilidad de algún colapso por deslizamiento [3].

Esta teoría está basada en las siguientes hipótesis:

1. La mampostería se compone de un conjunto de sólidos rígidos de resistencia infinita ($E=\infty$; $\sigma_{rot} = \infty$). Este principio procede de la tradicional Mecánica de los Medios Continuos.
2. Resistencia a tracción nula en las juntas. La hipótesis se traduce en las siguientes condiciones de contacto entre juntas.
 - a. Las juntas de los elementos rígidos presentan compatibilidad con una superficie perfectamente lisa. Esto nos permite simular el rozamiento de los sólidos en contacto.
 - b. El vector resultante de las solicitaciones sobre la junta está sujeto a las siguientes limitaciones: tiene que ser menor que cero (compresión) y tiene que estar contenido dentro del cono de rozamiento.
 - c. Los conos de rozamiento y de deformación son ortogonales.

Ventajas del análisis límite

Para el análisis límite únicamente es necesario conocer algunos parámetros sencillos como la geometría y las conexiones, y una meticulosa observación de daños.

Desventajas del análisis límite

Lamentablemente resulta ser complicado la aplicación del método para geometrías complejas.

El factor de colapso cinemático no es trivial, y resulta complejo conseguirlo de manera iterativa.

4. RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERÍA

4.1. INTRODUCCIÓN

La mampostería es un material para construcción de múltiples componentes. Debido a la enorme variedad de propiedades físicas y químicas de los mismos (Tabla 4.1-1), muchos modelos numéricos diferentes se han desarrollado a lo largo del tiempo para describir la resistencia de la mampostería.

Piedra y ladrillo	Mortero	Mampostería	Elemento estructural
Resistencia a compresion Resistencia a flexion Curva esfuerzo-deformacion Superficie de trabajo	Resistencia a compresion Adherencia de la unión con la piedra	Esperos de juntas Relleno de juntas Relacion de cavidad Espesor de la capa Orden longitudinal y transversal de la piedra	Dimensiones Esbeltez Condiciones de apoyo Ridigez Conexión a otros elementos estructurales Direccion de carga Excentricidad

Tabla 4.1-1. Algunos de los factores más importantes que influyen en la resistencia de la mampostería Según Wenzel (1997).

En la imagen 4.1-1 se llega a mostrar el micro modelado de las estructuras de mampostería, algo que para nuestro tema no llega a tener la importancia necesaria ya que se estará trabajando con macro modelado pero es bueno mencionar este tipo de modelos. También se puede observar cómo llega a trabajar el macro modelado de una estructura de mampostería.

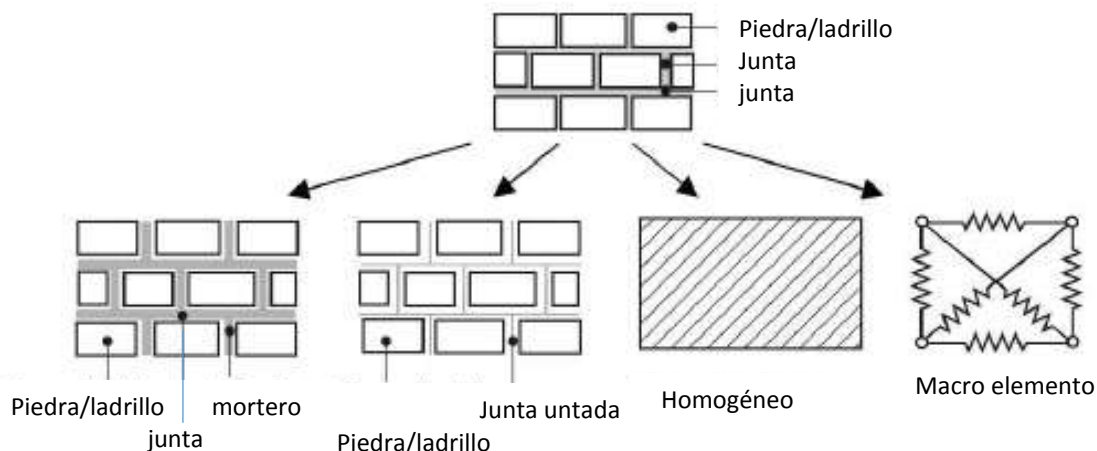


Fig. 4.1-1. Clasificación de los modelos numéricos de mampostería según Meskouris et al (2004).

4.2. ELEMENTOS DE LA MAMPOSTERÍA

4.2.1. Mampostería de piedra

4.2.1.1. Tipos de piedras naturales y sus propiedades

Las propiedades dependen fundamentalmente de la naturaleza de la misma piedra. Los tipos de piedra más utilizados son los granitos, las calizas, las areniscas, y, en una menor cantidad son los mármoles. Las propiedades fundamentales para efectos de análisis estructural de la roca son las mecánicas de las cuales las primordiales son la densidad, el módulo de Young y la resistencia a compresión, que tienen un significado trascendente ya que constituye índices de la calidad de la roca y se utiliza para deducir otras propiedades. De igual manera se suele determinar directamente la resistencia a la flexotensión. Algunas otras propiedades interesantes como las relacionadas con parámetros de deformación (deformación de pico, deformación última, módulo de Poisson) o de fractura (energía de fractura) no suelen determinarse experimentalmente [8].

Las piedras son minerales naturales, conglomerados homogéneos estáticos, constituidos por un compuesto causado por algunos procesos geodinámicos [8].

Las piedras se clasifican según su origen dentro de un sistema. Este sistema distingue tres grupos principales (Tabla 4.2-1).

Grupo principal	Sub-grupo	Ejemplos
Ígneas	Plutónica	Granito
	Volcánica	Basanita
	Matriz	Gabro
Sedimentarias	Sedimentos clásticos	Arenisca
	Sedimento químico	Caliza
	Sedimentos biogénicos	Chert
	Piedras residuales	
Metamórficas		micacita

Tabla 4.2-1. Clasificación de las piedras [8].

Una clasificación completa por este sistema no es posible (Börner y Hill 1999). Otras propiedades como el color, estructura o propiedades técnicas han sido usadas para identificar las llamadas variedades. Peschel (1984) muestra claramente las diferencias de estas propiedades técnicas. Las propiedades técnicas y la posible aplicación de piedras naturales se dan en Peschel (1984), Dienemann y Burre (1929), GABERT et al. (1915), y Schubert (2004) para las piedras naturales de territorio alemán. Un resumen se muestra en la Tabla 4.2-2 [8].

	Peso en kN/m ³	Resistencia a Compresión en MPa	Resistencia a flexión en MPa	Coefficiente de expansión termal en mm/mK
Granito, sianita	28	160-240	10-20	0.80
Diorita, Gabro	30	170-300	10-22	0.88
Silíceo pórfido	28	180-300	15-20	
Lava basáltica	24	80-150	8-12	
Diabasa	29	180-250	15-25	0.75
Cuarcita, Graucava	27	150-300	12-20	
Arenisca silícea	27	120-200	3-15	
Cal densa y piedras dolomita	28	80-180	6-15	0-75
Otras piedras de cal	28	20-90	5-8	
Travertinos	26	20-60	4-10	0.68
Toba volcánica	20		2-6	
Gneis	30	160-280	10-15	

Tabla 4.2-2. Propiedades técnicas de algunas piedras naturales según Stein(1993).

La determinación de la resistencia de la piedra natural siempre depende de muchos factores que necesariamente deben de ser considerados y previstos. Dichos factores son, por ejemplo, el tamaño de la muestra de ensayo, la humedad del material de piedra, o la disposición en capas del material de la piedra.

No solamente las diferentes condiciones de prueba influyen fuertemente en el resultado de las propiedades de las piedras, pues el material de piedra natural muestra también, en la mayoría de los casos, una fuerte desviación del valor medio esto sea modo de ejemplo en la figura 4.2-1. Aquí, los resultados de pruebas de compresión se muestran como frecuencias de 500 muestras de Saxon piedra arenisca (de Lohmen) [8].

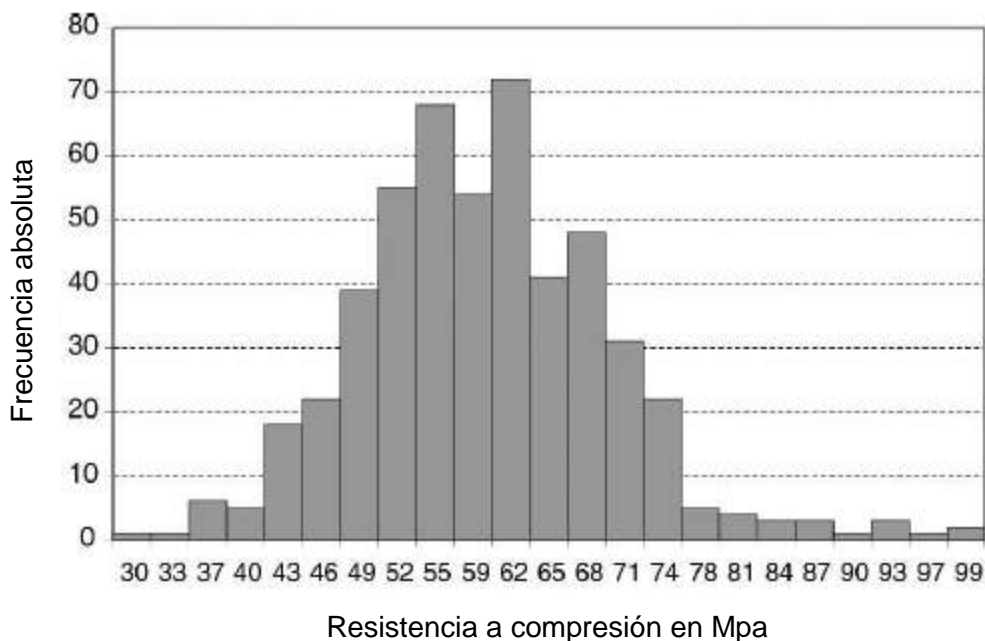


Fig. 4.2-1. Histograma para la resistencia a la compresión de arenisca Saxon según Curbach y Proske (1998).

Las normas DIN-1053 nos ofrecen de igual manera algunos valores de resistencia a compresión para piedras naturales.

Grupo	Tipo de rocas	Resistencia a la compresión (kg/cm ²)
A	Caliza, travertinos, tobas volcánicas	200
B	Areniscas blandas y calizas arcillosas	300
C	Calizas compactas, dolomitas, mármol, basalto	500
D	Areniscas cuarzosas (con cemento silíceo)	800
E	Granito, sienita, diorita, pórfido, diabasa, basalto (rocas ígneas en general)	1200

Tabla 4.2-3. Resistencia a compresión de ciertas rocas según las normas DIN-1053-100 [28].

4.2.1.2. Tipos de trabajo sobre las piedras naturales

Los mismos tipos de piedras se usan frecuentemente en una región. Tal efecto suele ser visible si comparamos los mapas geológicos, con la distribución geográfica de determinados materiales de construcción naturales.

Esto es especialmente cierto para las piedras sedimentarias, que se utilizan mucho en los siglos pasados. Este tipo de piedra son fáciles de trabajar. Por lo tanto, por ejemplo, en Sajonia, muchos edificios recibieron una cubierta de piedra arenisca [8].

Las piedras ígneas también se utilizaron en los primeros tiempos de las estructuras. El granito, por ejemplo, ya se utilizó como material de construcción en Alemania por los romanos en el siglo segundo (Müller, 1977). En contraste con las piedras sedimentarias, el trabajo con piedras ígneas era mucho más difícil. Por lo tanto, existen diferentes niveles de trabajo para este tipo de piedra.

Las piedras de Cantera suelen ser generalmente más rugosas e irregulares en su geometría. Hay grandes variaciones en el tamaño de estas piedras: el trabajo depende de su fuerza y capacidad de trabajo. Las únicas juntas observadas por los procesos geológicos que actúan sobre las mismas piedras son juntas horizontales paralelas. La geometría elegida depende todavía en gran medida de la resistencia de la piedra. Los sillares o piedras labradas cuentan con superficies de vista que son fabricados en base a los requisitos geométricos y artísticos. [8].

4.2.2. Mortero

El uso del mortero es variado, más comúnmente es utilizado en la construcción, de manera especial en el caso de la mampostería estructural. Debido a la importancia y la amplia posibilidad que revisten los morteros, se han creado un gran número de morteros con una gran diversidad de componentes, aditivos, y considerable cantidad de químicos, por ello los morteros llegan a ser diferentes y para un diferente tipo de ocupación [10].

En un sentido general la palabra mortero se ha definido como una mezcla de material aglutinante (cemento portland y/o otros cementantes) un material de relleno (agregado fino o arena), agua y, eventualmente algún tipo de aditivo, dependiendo de la situación en la cual se esté trabajando el mortero. El mortero actualmente utilizado con algún aditivo específico llega a presentar propiedades químicas, físicas y mecánicas muy similares a las del concreto, y es utilizado para pegar piezas de mampostería en construcción de muros, siendo este el principal uso en la construcción, se llega también a utilizar para recubrir muros muy comúnmente [10].

Como es sabido, los morteros de cal, (siendo la cal un plastificante conocido desde la antigüedad), son los más manejables de todos los morteros conocidos. Sin embargo no pueden esperarse de él **altas resistencias** debido a su baja velocidad de endurecimiento. Las proporciones para estos morteros de cal-arena más usadas son 1:3 o 1:4 para mampostería, si la proporción aumenta, el mortero pierde ductilidad y trabajabilidad.

Cuando se requiere una mejor trabajabilidad y buena retención de agua, y altas resistencias, el mortero hecho con cemento portland y cal es la mejor opción, usando como base un mortero 1:3 se puede llegar sustituyendo parte del cemento por cal [10].

4.2.2.1. El mortero en puentes de arco

Los puentes de arco de piedra históricos se pueden encontrar con mortero y sin mortero. Por lo tanto la mampostería puede tolerar algunas cargas, incluso si se fabrica con arena en lugar de mortero o sin material de unión [8].

Existen algunos casos en los cuales los puentes construidos sin algún material de unión como el mortero, por lo general tenían abrazaderas de hierro para proporcionar una conexión de las piedras adyacentes. Un ejemplo de un puente histórico sin mortero en el Pont du Gard, en Francia. Evidentemente, este puente muestra que este tipo de estructuras pueden sobrevivir largos tiempos de vida. Armaly et al. (2004) asumen que las abrazaderas de hierro pueden aumentar capacidad de soporte hasta un 30%. Además de los puentes levantados sin mortero, puentes de arco históricos hechos de mampostería lo han utilizado.

En la siguiente figura se muestra una visión generalizada sobre los diferentes factores que influyen en la resistencia final del mortero.

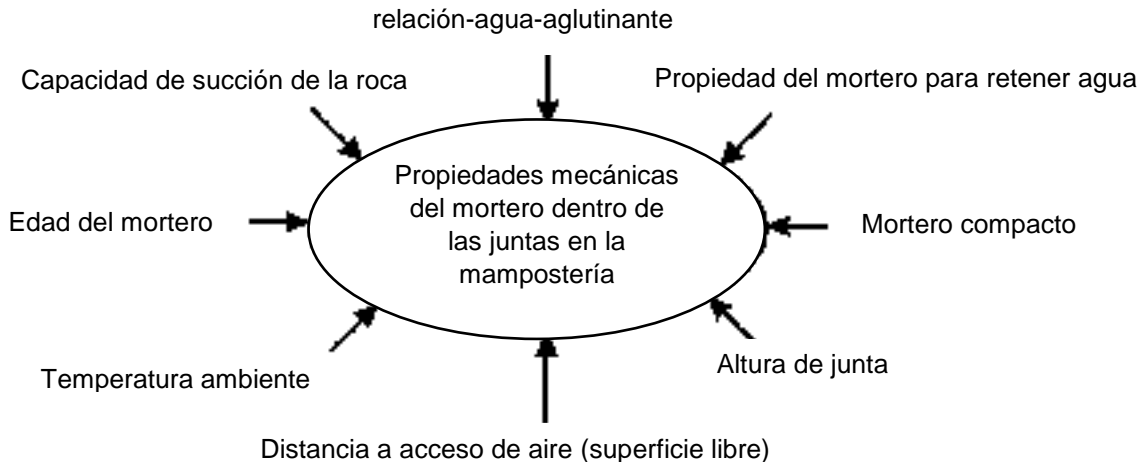


Fig. 4.2-2. Influencias en la fuerza del mortero de mampostería inferior según Huster (2000).

En los últimos años se han modernizado los morteros y aumentado los valores de algunas de sus características como por ejemplo la resistencia a compresión, resistencia a tensión entre otros valores más. Al momento de hacer la comparación de los morteros históricos o antiguos en contra de los modernos, los morteros antiguos llegan a ser mucho más suaves y más débiles a comparación de los ya mencionados anteriormente [8].

En las siguientes tablas 4.2-7 y 4.2-8 se muestran algunos valores de la resistencia a la compresión de morteros históricos.

Estructura	Periodo	Fuerza a compresión en MPa
Foro romano	2do siglo	2.4 – 4.0
Palacio de galería	3er siglo	3.0 – 4.5
Acheropitos	5to siglo	2.3 – 3.0
Sofia Hagia	7mo siglo	2.0 – 6.0
Hagios panteleimenas	14to siglo	1.0 – 1.4
Hagia aikaterini	13er siglo	1.6 – 3.5
Besesteni	16to siglo	2.5 – 3.5
Vieja casa Mouson	19no siglo	1.5 – 2.0

Tabla 4.2-7. Fuerza a compresión de morteros históricos según Papayianni y Stefanifou (2003).

Clase de mortero	Proporción mezcla cemento: cal: arena (volumen)	Fuerza a compresión Mpa
I	1:0-0.25:3	11-16
II	1:0-5:4.5	4.5-6.5
III	1:1:5-6	2.5-3.6
IV	1:2:8-9	1.0-1.5
V	1:3:10-12	0.5-1.0
VI	0:1:2-3 (cal hidráulica)	0.5-1.0
VII	0:1:2-3 (cal pura)	0.5-1.0

Tabla 4.2-8. Resistencia a compresión de morteros históricos según a las COST 345 (2006)

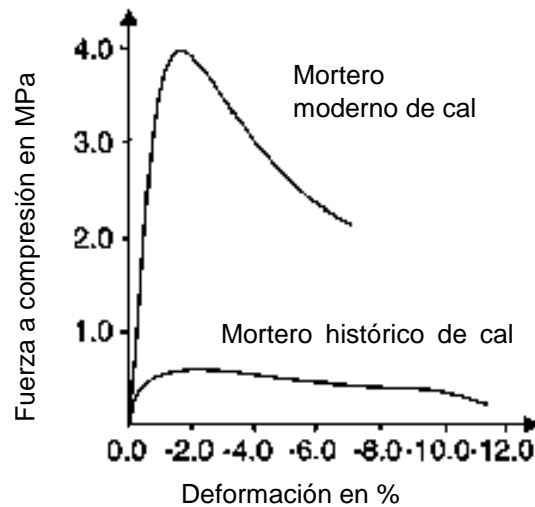


Figura 4.2-3. Comparación de la relación esfuerzo-deformación para el mortero histórico y moderno según Warnecke (1995).

4.2.2.2. El mortero contemporáneo

En la actualidad, la calidad del mortero ha aumentado considerablemente comparado con el mortero histórico utilizado en la construcción de estructuras históricas, podemos decir que éste ha obtenido un valor mayor de resistencia a la compresión.

Las normas ASTM International nos brindan valores de las relaciones para la mezcla de mortero de variadas resistencias a compresión y que en las siguientes tablas encontraremos estos valores para diferentes combinaciones de mortero con cemento, y mortero terciado.

Tipo de Mortero	Resistencia a Compresión			Cemento Portland	Cemento albañilería	Cal	Agregado fino suelto
	(MPa)	(Kg/cm ²)	(p.s.i.)				
M	17.2	175	2500	1 1	1 -	0.25	Entre 2.25 y 3 veces la suma de cemento y cal utilizados
S	12.4	126	1800	0.5 1	1 -	0.25 a 0.50	
N	5.2	53	750	- 1	1 -	0.50 a 1.25	
O	2.4	25	350	- 1	1 -	1.25 a 2.50	
K	0.5	5	75	1	-	2.50 a 4.00	

Tabla 4.2-4. Clasificación de la ASTM C-270 de morteros de pega para la mampostería simple, según la resistencia a la compresión a 28 días y según dosificación (partes por volumen) [1].

El mortero debe ser dosificado y mezclado de acuerdo con esta norma para morteros de tipo M, S, o N. los morteros para mampostería reforzada están normados por la ASTM C-476 y en la cual se distinguen las de tipo PM y PL

Tipo de Mortero	Resistencia a Compresión			Cemento Portland	Cemento albañilería	Cal	Agregado fino suelto
	(MPa)	(Kg/cm ²)	(p.s.i.)				
PM	17.2	175	2500	1	1	0.25 a 0.50	2.25 a 3.00
PL	17.2	175	2500	1	-		

Tabla 4.2-5. clasificación ASTM C-476 de morteros de pega para **mampostería reforzada**, según la resistencia a compresión a 28 días y según dosificación (partes por volumen) [1].

Las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería nos menciona que al momento de crear un mortero de cualquier resistencia se debe utilizar una cantidad mínima necesaria de agua para obtener una mezcla manejable.

A continuación mencionaremos algunas reglas que deben cumplir los morteros según las Normas Técnicas Complementarias para de Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería;

- a) El mezclado del mortero en seco de los sólidos se acepta hasta alcanzar un color homogéneo de mezcla, la cual se podrá usar en un lapso de 24 horas. El tiempo de mezclado, una vez agregada el agua no debe ser menor a 4 minutos, ni del necesario para alcanzar 120 revoluciones.

- b) Si el mezclado comienza a endurecerse, podrá re mezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole un poco de agua si es necesario.
- c) Los morteros a base de cemento portland ordinario deberán usarse dentro de un lapso de 2.5 horas a partir del mezclado inicial

Uno de los aspectos importantes y de los cuales nos compete un poco más de estas normas, son las resistencias y de las cuales nos mencionan que los morteros que llegan a emplear para mampostería de piedras naturales deberán de ser al menos del tipo III y que, la resistencia mínima en compresión sea a 4 MPa (40 kg/cm²) [7].

En la tabla 4.2-6 observaremos los valores de resistencia a compresión para diferentes relaciones entre cemento-cal-arena.

Tipo de mortero	Partes de cemento hidráulico	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena ¹	Resistencia nominal en compresión f_j^* , MPa (kg/cm ²)
I	1	—	0 a ¼	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	12.5 (125)
	1	0 a ½	—		
II	1	—	¼ a ½	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	7.5 (75)
	1	½ a 1	—		
III	1	—	½ a 1¼	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	4.0 (40)

Tabla 4.2-6. Proporcionamiento, en volumen, recomendados para morteros en elementos estructurales.[7].

4.2.3. Código alemán DIN 1053-100

De una manera generalizada y de acuerdo con el nuevo código alemán DIN 1053-100 (2004) anteriormente DIN 1053-1 (1996), da algunos valores para la resistencia a compresión de la mampostería de piedra natural basado en el tipo de mortero. La aplicación es sencilla ya que solo dos tablas tienen que ser utilizadas (tablas 4.2-9, 4.2-10). En la primer tabla se muestra la clasificación de la piedra, posteriormente de acuerdo a la clasificación de la piedra, con la resistencia de la piedra y el tipo de mortero, la resistencia a la compresión de la mampostería puede ser estimada tabla 4.2-10 [8].

Categoría de calidad	Clasificación general	Altura de articulación a longitud de piedra	Angulo de articulación in tan α	Factor de transferencia η
N1	Mampostería de piedra de cantera	≤ 0.25	≤ 0.30	≥ 0.50
N2	Martillado de mampostería cursado	≤ 0.20	≤ 0.15	≥ 0.65
N3	Mampostería cursado	≤ 0.13	≤ 0.10	≥ 0.75
N4	Sillería	≤ 0.07	≤ 0.05	≥ 0.85

Tabla 4.2-9. Clasificación de la roca según DIN 1053-100 (2004).

Categoría de calidad	Resistencia a la compresión de la piedra	Resistencia a la compresión del mortero en MPa sujeto al grupo mortero			
		I	II	IIa	III
N1	≥ 20 MPa	0.6	1.5	2.4	3.6
	≥ 50 MPa	0.9	1.8	2.7	4.2
N2	≥ 20 MPa	1.2	2.7	4.2	5.4
	≥ 50 MPa	1.8	3.3	4.8	6.0
N3	≥ 20 MPa	1.5	4.5	6.0	7.5
	≥ 50 MPa	2.1	6.0	7.5	10.5
	≥ 100 MPa	3.0	7.5	9.0	12.0
N4	≥ 5 MPa	1.2	2.0	2.5	3.0
	≥ 10 MPa	1.8	3.0	3.6	4.5
	≥ 20 MPa	3.6	6.0	7.5	9.0
	≥ 50 MPa	6.0	10.5	12.0	15.0
	≥ 100 MPa	9.0	13.5	16.5	21.0

Tabla 4.2-10. Características de la fuerza a compresión del mortero basada sobre la fuerza de la piedra y la clase del mortero según DIN 1053-100 (2004).

4.3. MODELOS EMPÍRICOS EXPONENCIALES PARA EL CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

Las tablas anteriormente mencionadas de los códigos alemanes son solamente una manera muy simple para la evaluación de la resistencia a la compresión de la mampostería de **pedra natural**. Algunos modelos empíricos de la resistencia a compresión de la mampostería, también han encontrado una amplia aplicación. Un tipo común de ecuaciones exponenciales se muestran a continuación basadas simplemente con la resistencia a compresión de la piedra y la resistencia a compresión del mortero [8].

La primera ecuación fue desarrollada por Schurbert y Krämer:

$$f_{mas,c} = a \cdot f_{st,c}^b \cdot f_{mo,c}^c$$

Sabiendo que:

$f_{mas,c}$: Resistencia a compresión de la mampostería

$f_{st,c}^b$: Resistencia a compresión de la piedra

$f_{mo,c}^c$: Resistencia a compresión del mortero

a, b, c; factores.

La siguiente expresión es utilizada en el Euro código 6. Utilizando la misma fórmula se dieron algunos parámetros utilizando un valor medio de la resistencia a compresión de la piedra y el mortero:

$$f_{mas,c,k} = 0.40 \cdot f_{st,c,m}^{0.75} \cdot f_{mo,c,m}^{0.25}$$

Basado en la misma ecuación Mann (1983) nos da los siguientes parámetros:

$$f_{mas,c,m} = 0.83 \cdot f_{st,c,m}^{0.66} \cdot f_{mo,c,m}^{0.18}$$

Mas sin embargo, los parámetros que nos facilita Mann no son muy adaptables para la mampostería de piedra natural, por lo tanto, el Ril 805 (1999) sugiere los siguientes exponentes:

$$f_{mas,c,m} = 0.80 \cdot f_{st,c,m}^{0.70} \cdot f_{mo,c,m}^{0.20}$$

4.4. RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN

La resistencia máxima a compresión de la mampostería es solo una parte de la estimación de los elementos estructurales de la mampostería. Por lo general, los elementos estructurales están expuestos no solo a fuerzas axiales, también soportan momentos y fuerzas de cizallamiento. Usualmente la relación esfuerzo-deformación para la mampostería es requerida bajo fuerzas axiales [8].

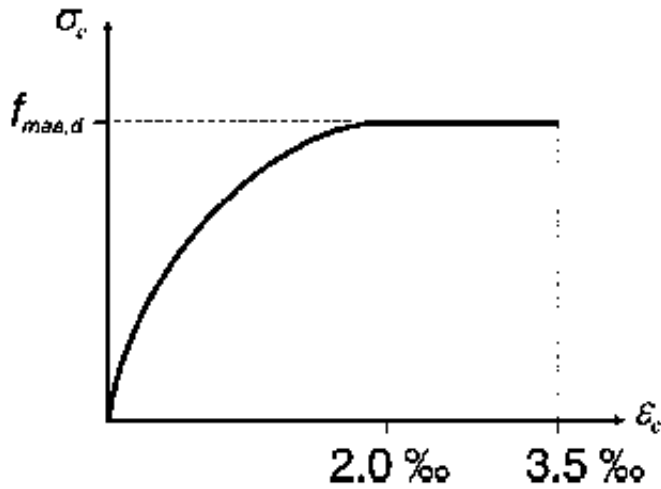


Figura 4.4-1. Relación esfuerzo-deformación para mampostería de acuerdo con el Euro código 6.

5. ESTUDIO DEL PUENTE GRANDE EN JALISCO

5.1. LOCALIZACIÓN

En la parte centro occidente de la República mexicana se encuentra el estado de Jalisco el cual colinda con los estados de Michoacán, Colima, Guanajuato, Aguascalientes, Zacatecas y Nayarit. El estado de Jalisco cubre una extensión de 78,588 kilómetros cuadrados (km²) de superficie total, debido a esto ocupa el lugar número 7 a nivel nacional en cuanto a extensión territorial y representa el 4.0% de la superficie total del país. La entidad cuenta con 351 kilómetros de litoral lo que representa el 3.2% del total nacional. Tiene también un rango de altitudes que van desde 0 que es el nivel del mar hasta una altitud de 4260 metros sobre este.

La superficie estatal forma parte importante de la de las muy conocidas Sierra Madre Occidental, la Mesa del Centro, y el Eje Neovolcánico. En la parte nororiental predominan sierras con una altitud de 2 850 metros sobre el nivel del mar (msnm) como sierra alta y lomeríos de origen volcánico separadas por llanuras.

En la parte norte del estado hay cañones con valores que están entre los 400 metros sobre el nivel del mar (msnm) y sierras con alturas de entre 2 860 (msnm), entre ellos hay valles estrechos.

En la parte centro del estado, al sur de la ciudad de Guadalajara la capital del mismo, se encuentra el lago de Chapala, en la parte occidente y suroccidente, predominan las sierras de un origen ígneo, extrusivo o volcánico, (se forman cuando el magma o roca derretida sale de las profundidades hacia la superficie terrestre).

La parte occidental del estado de igual manera que la parte centro la forman en su mayoría las sierras de rocas ígneas e intrusivas (formadas por debajo de la superficie terrestre) que llegan hasta las orillas del mar; debido a la erosión de estas elevaciones se ha desarrollado una llanura que se localiza hacia el suroccidente de la población de Tomatlán.

En la parte del municipio de Tonalá cerca del lugar del modelo del puente, predomina la roca basáltica (50.9 %), roca extrusiva básica que contiene sílice. Roca volcánica que consiste de plagioclasa cálsica entre 45% y 52%, roca aluvial 2.2% toba ácida 1.6% [18].

La localización del puente en estudio se encuentra en la carretera que comunica a Guadalajara con Zapotlanejo, con coordenadas longitud: 20°34'27.63"N, latitud: 103° 8'20.82"O , cerca del poblado de Puente Grande de Jalisco una localidad con 23404 personas, y que el puente que llega a pasar se encuentra hacia un costado de la población debido a que es una carretera alimentadora que conecta la ciudad de Guadalajara con Zapotlanejo.

Las imágenes 5.1-1 y 5.1-2 muestran la Macro y Micro localización del puente grande cerca de la localidad de Puente grande en Jalisco.

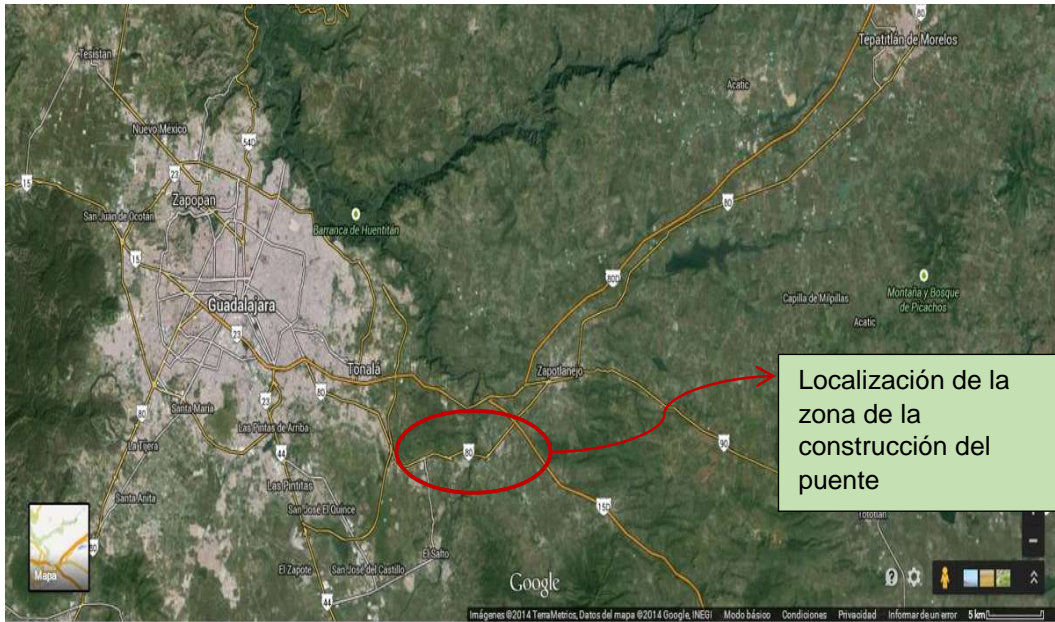


Fig. 5.1-1. Macro localización del lugar (Fuente: Google Earth 2014).

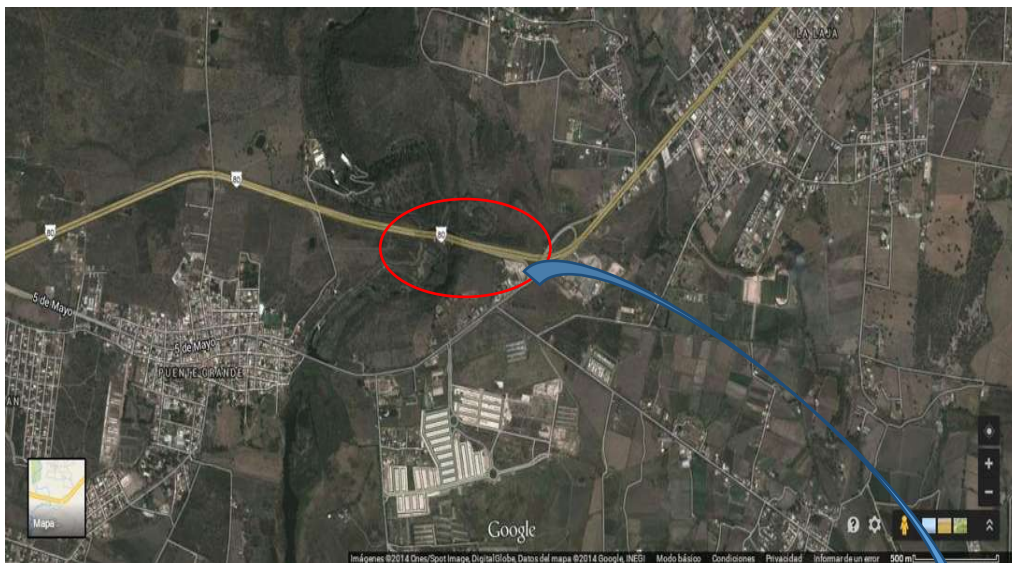


Fig. 5.1-2. Micro localización del lugar (Fuente: Google Earth 2014).



5.2. CARACTERÍSTICAS ACTUALES DE LA ESTRUCTURA

En la actualidad, los diferentes tipos de materiales hacen más fácil la construcción de los puentes en cualquier parte del mundo, en México hay una innumerable cantidad de puentes siendo los puentes de concreto los que encabezan antes que los de acero.

El puente grande en Puente Grande Jalisco son dos cuerpos, sin embargo para fines de la investigación solamente se explicarán algunas características de las más importantes de uno de los cuerpos.

5.2.1. Pilas

La topografía obligó a que existiera una variación notable de altura entre cada una de las pilas, entre el nivel más bajo de la topografía hasta el más alto existe una diferencia de 55.50 metros, donde el punto más bajo tiene una elevación de 1392.30 (msnm) y el punta más elevado está sobre 1447.70 (msnm).

El puente está sentado sobre 4 pilas huecas. La geometría de cada columna es de forma prismática, y varía, según la altura que tenga.

La pila número 1 y 2, tiene una altura de 41.20 metros, con un ancho igual a 3.40 metros en la base donde sienta sobre la cimentación y en la parte superior donde junta con las vigas presforzadas tipo Nebraska se tiene un ancho igual a 2.00 metros.

La segunda pila tiene una altura de 53.35 metros, con un ancho igual a 6.00 metros en la base donde sienta sobre la cimentación y en la parte superior donde junta con las vigas nebraska se tiene un ancho iguala 2.66 metros.

La cuarta pila posee una geometría rectangular, con una altura de 11.60 metros, con un ancho igual a 1.00 metros y una longitud de 11.00 metros al igual que las demás columnas.

Las dimensiones de las zapatas están basadas en las geometrías y principalmente las alturas de cada columna, sabiendo que cada una de las columnas recibe el peso de la estructura misma y la carga viva vehicular.

En la figura 5.2-1 se muestra la geometría de las pilas.

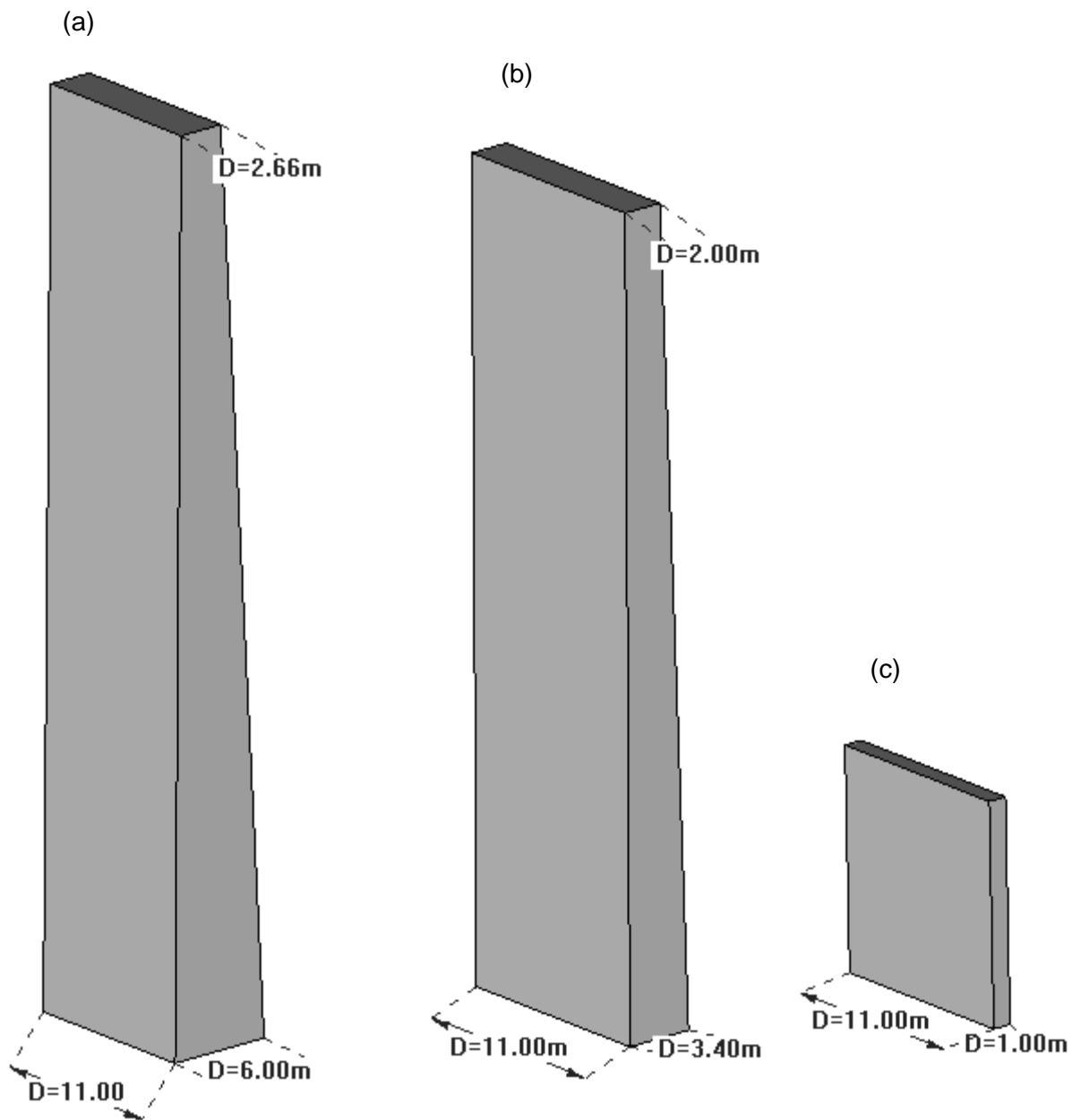


Fig. 5.2-1. Figura (a), segunda columna. Figura (b) primer y tercer columna. Figura (c) cuarta columna.

5.1.2. Trabes tipo NU

En cada una de las pilas sientan 5 trabes postensadas tipo NU (Nebraska) en forma paralela en la imagen 5.2-2 se muestran con las medidas de las vigas.

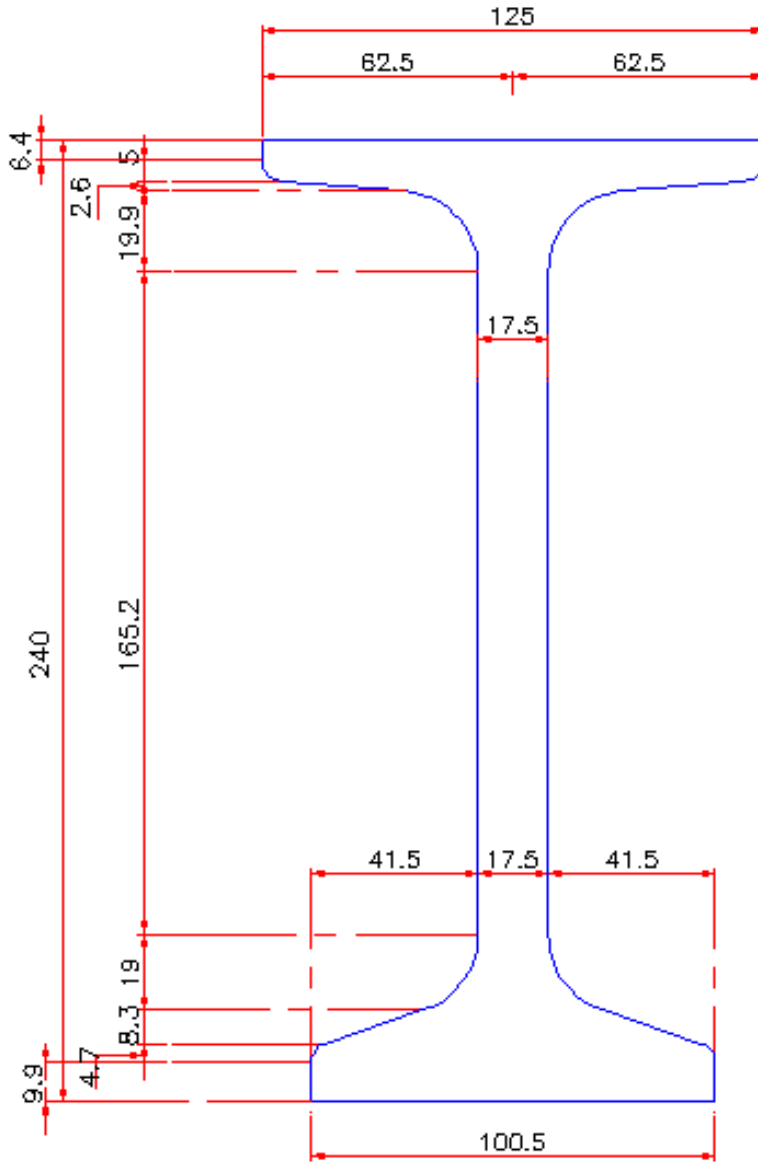


Fig. 5.2-2. Sección transversal de las vigas.

De manera resumida la superestructura es continua de cinco claros de 54.00 metros por tramo para la longitud total del puente de 270 metros. Está formado por cinco trabes de tipo NU postensadas las cuales darán el soporte requerido a la losa de concreto reforzado de 20 centímetros de espesor, un ancho de calzada de 10.50 metros para un total de 11.30 metros tomando en cuenta el ancho de guarnición.

5.2.3. Sección del puente

La figura 5.2-3 nos muestra la sección transversal del puente con las especificaciones correspondientes para cada parte del mismo, desde el ancho total de calzada hasta el número de vigas que sostienen la losa de concreto.

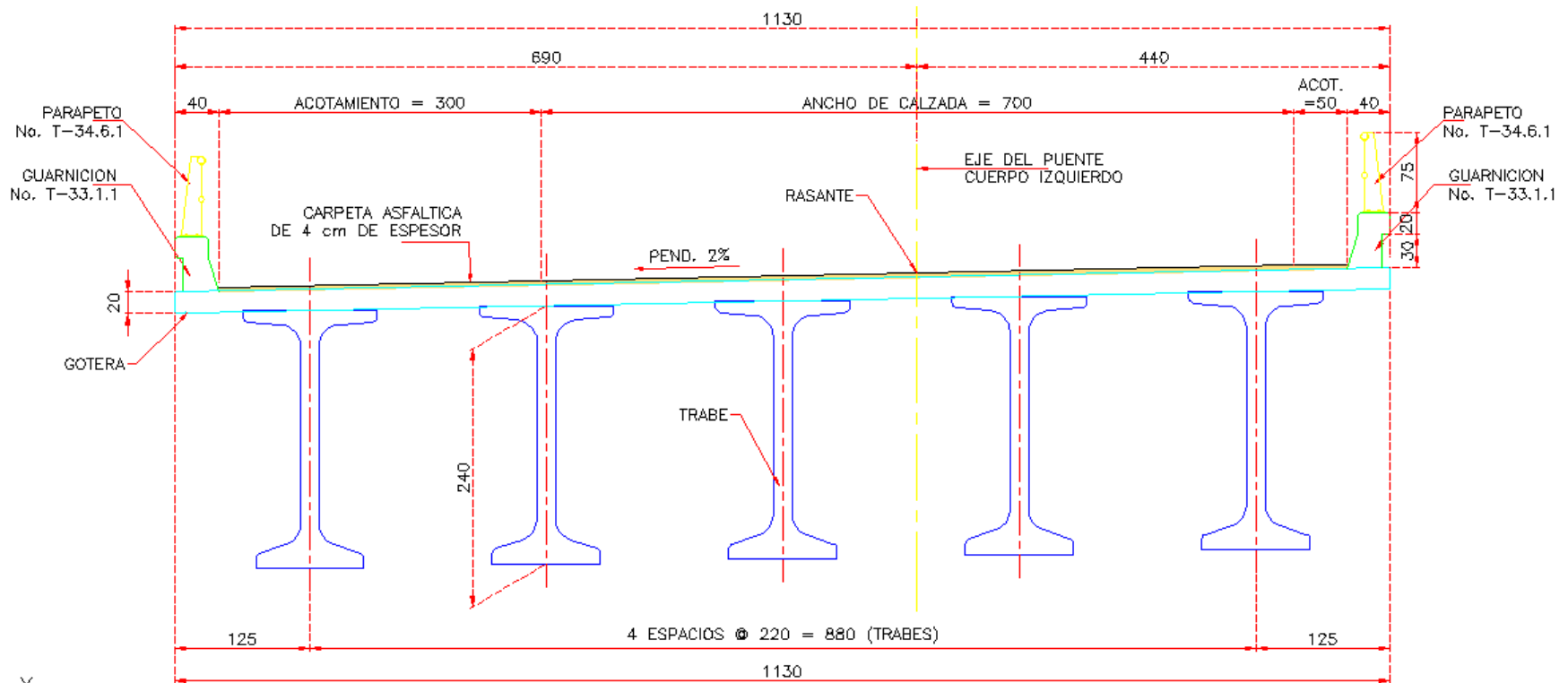


Fig.5.2-3. Sección transversal del puente mostrando las características de la estructura.



Fig. 5.2-4. Puente Grande, en Puente Grande, Jalisco (Fuente: Google Earth).

5.3. ESPECTRO DE DISEÑO

Para fines de diseño del puente, primeramente se recurrió a las recomendaciones del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE [2].

- Los espectros de diseño varían en forma dentro del territorio mexicano.
- La construcción de los espectros de diseño inicia con un parámetro relacionado con el peligro sísmico, que es la aceleración máxima en terreno rocoso, y se continúa con factores con que se toman en cuenta las condiciones de terreno.
- Las aceleraciones máximas en roca se asocian a coeficientes de diseño óptimos para el estado límite de colapso de estructuras del grupo B y corresponden a periodos de retorno que varían espacialmente en forma continua.
- Los **espectros de diseño** son transparentes, esto quiere decir que carecen de factores de reducción ajenos al peligro sísmico.
- Las ordenadas espectrales corresponden al 5% de amortiguamiento crítico estructural. Podrán modificarse cuando se justifique un valor de amortiguamiento diferente o se consideren efectos de interacción suelo-estructura.
- A periodo estructural largo, los espectros de diseño para el estado límite de servicio que no están afectados por la no linealidad del suelo.

- Se proporcionan aceleraciones para tres niveles de importancia estructural: convencional (B), importante (A) y muy importante (A+)(solo para zonas de alta sismicidad).

Para el espectro de diseño utilizado en esta estructura la aceleración máxima de la roca localizada se obtuvo con el programa PRODISIS y considerando que la estructura es de tipo A.

ESPECTRO DE DISEÑO EN ROCA	
T(seg)	Sa(g)
0	0.1002
0.1	0.2504
0.6	0.2504
0.7	0.2318
0.8	0.2169
0.9	0.2045
1	0.194
1.1	0.1849
1.2	0.1771
1.3	0.1701
1.4	0.1639
1.5	0.1584
1.6	0.1534
1.7	0.1488
1.8	0.1446
1.9	0.1407
2	0.1372
2.1	0.136
2.2	0.133
2.3	0.129
2.4	0.1244
2.5	0.1194
2.6	0.1143
2.7	0.1092
2.8	0.1043
2.9	0.0994
3	0.0948
3.1	0.0904
3.2	0.0862

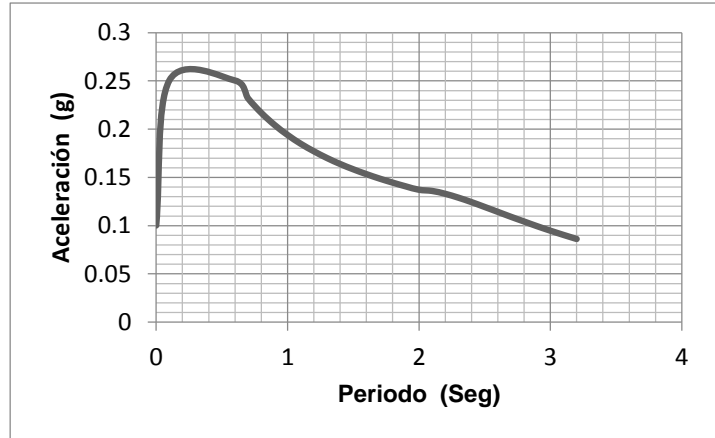


Fig. 5.3-1. Espectro de Diseño para roca (programa PRODISIS).

Tabla 5.3-1. Espectro de Diseño Para roca (Extraído del Programa PRODISIS).

Por otro lado también se utilizaron espectros de sismos reales (figuras 5.3-2 a 5.3-9), los cuales se obtuvieron de la Base Mexicana de Sismos Fuertes, los cuales fueron escalados a la máxima aceleración del terreno obtenida en el sitio empleando el programa PRODISIS.

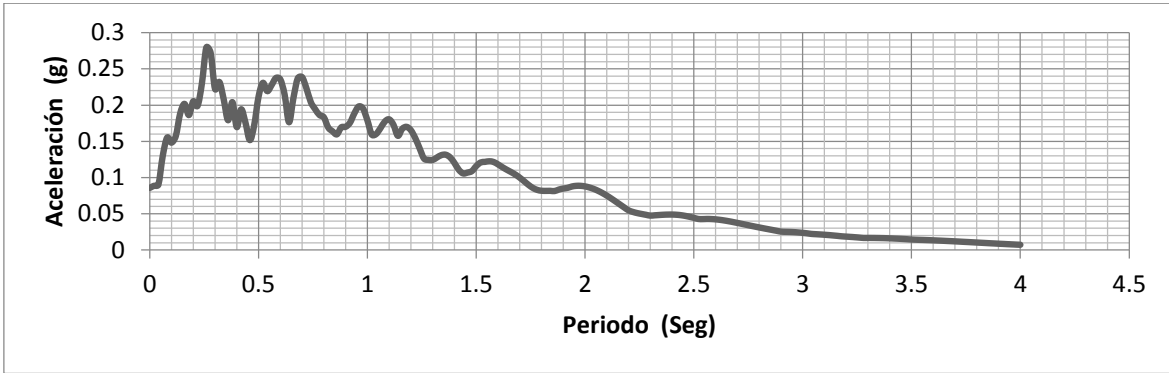


Tabla 5.3-2. Espectro de Diseño para el registro 10D94.

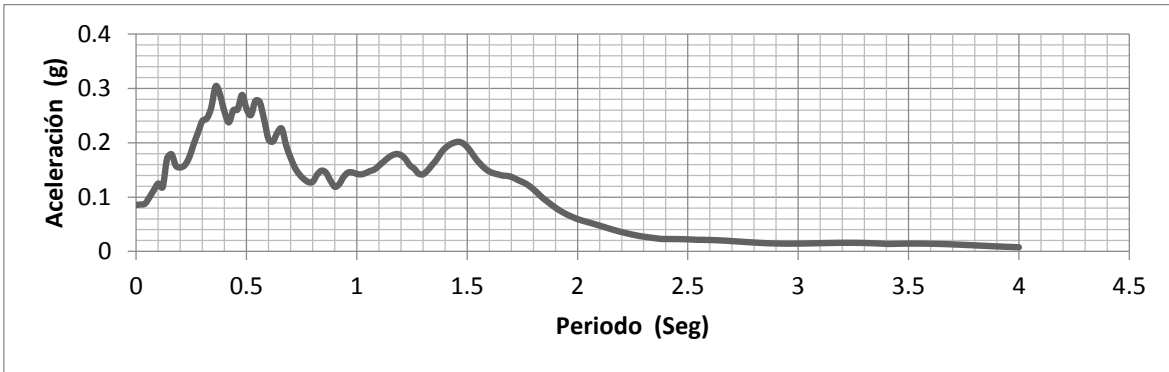


Tabla 5.3-3. Espectro de Diseño para el registro 14995.

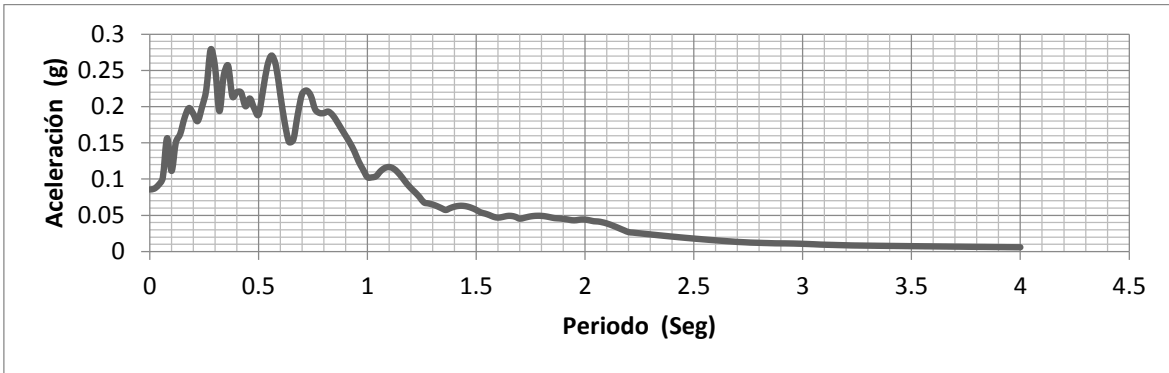


Tabla 5.3-4. Espectro de Diseño para el registro 15796.

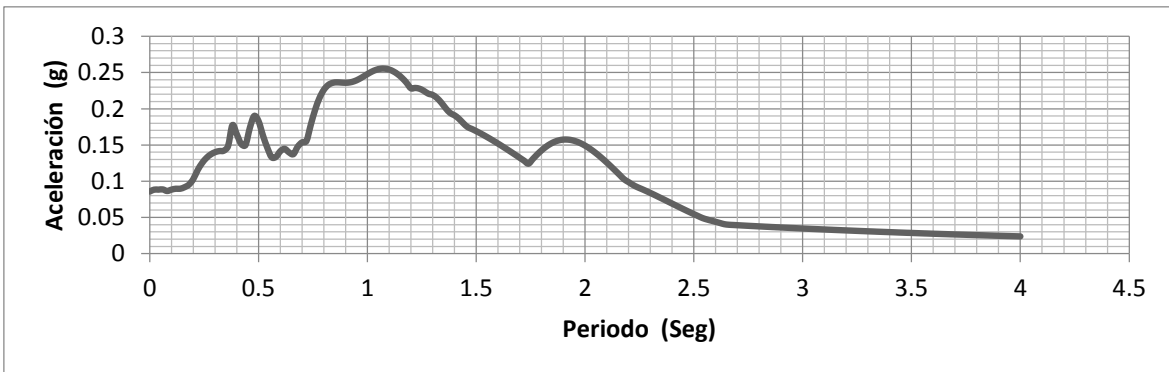


Tabla 5.3-5. Espectro de Diseño para el registro 21103.

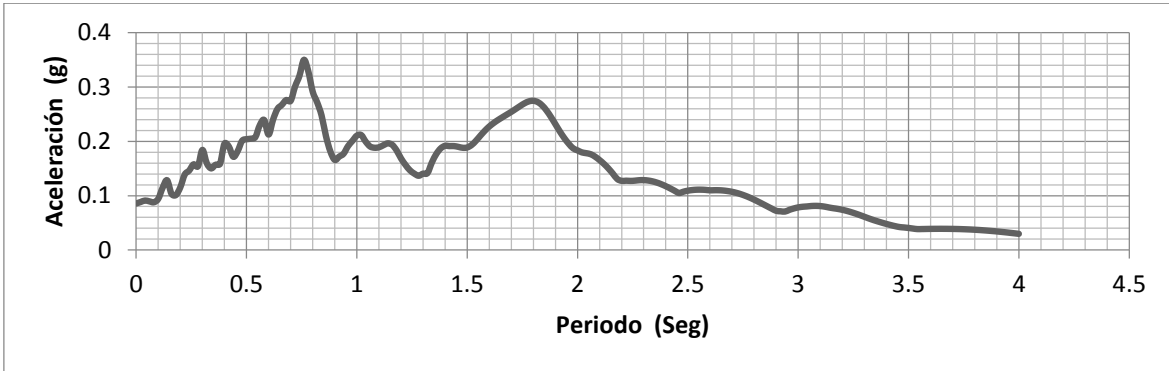


Tabla 5.3-6. Espectro de Diseño para el registro CU110197.

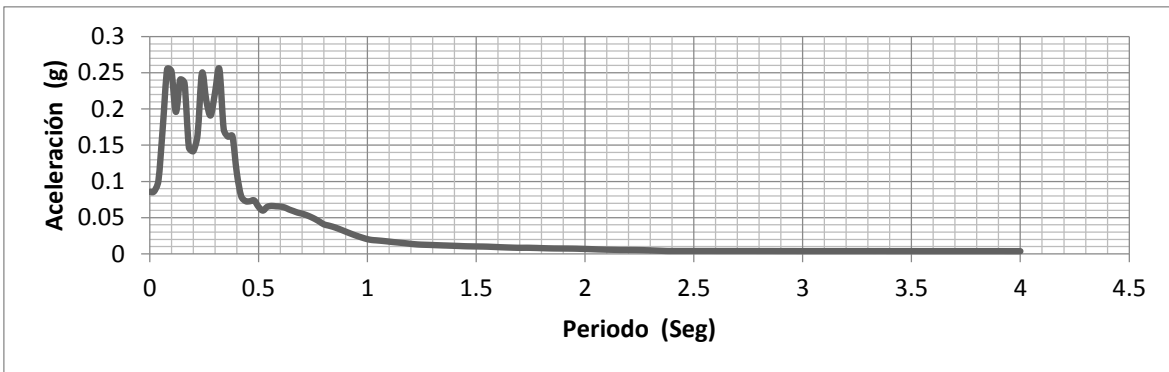


Tabla 5.3-7. Espectro de Diseño para el registro 25498.

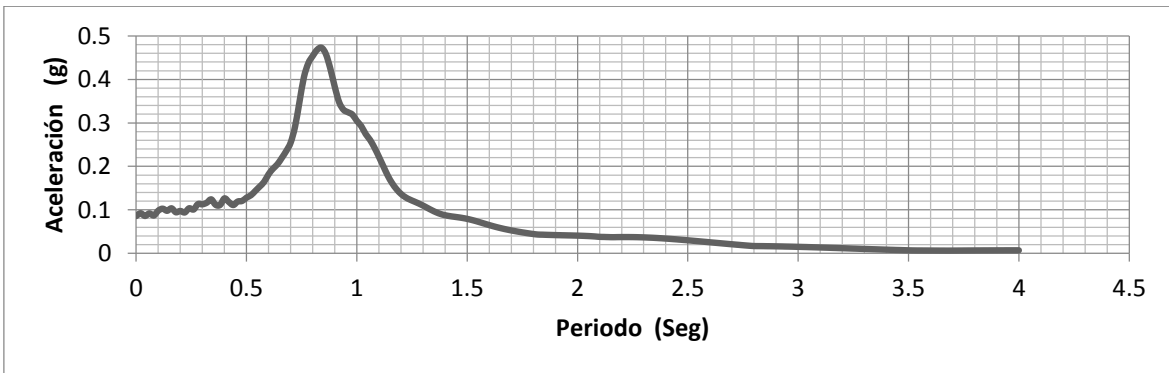


Tabla 5.3-8. Espectro de Diseño para el registro UV200498.

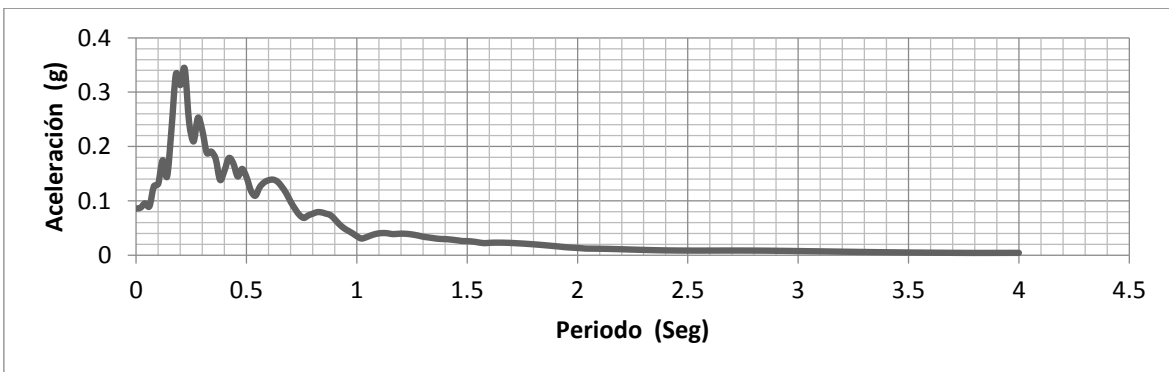


Tabla 5.3-9. Espectro de Diseño para el registro AC310393.

5.4. PROPUESTA DE PIEDRA PARA LA ESTRUCTURA

Como todos los puentes de la antigüedad que fueron creados de mampostería, no se deja un lado el estilo contemporáneo sobre esta propuesta de la estructura, mas ahora en la actualidad, que es más sencillo crear los sillares de piedra con las nuevas herramientas que continuamente siguen evolucionando.

A continuación, se describirán cada una de las partes del proyecto con sus respectivas dimensiones.

5.4.1 Pilas

El proyecto del puente está constituido por 5 pilas rectangulares, el diseño de estas pilas está basado en las reglas tradicionales pero que aún siguen vigentes para los modelos de mampostería. Cada una de las pilas tiene diferentes alturas debido a que se modela sobre una topografía irregular.

Comenzando con la primer pila de izquierda a derecha, tiene 22.31 metros de altura desde el desplante del suelo hasta donde comienzan los arranques de cada uno de los arcos, un ancho de pila de 8.6 metros y una longitud total de 13 metros. Si bien se sabe que el propio peso de la pila es inmenso por ser material de piedra y tiene que soportarlo, para disminuir ese peso total de la pila, se ha optado por proyectar una pila hueca del centro. El volumen total de la pila es 2494.26m³. Las medidas del centro hueco de la pila son 22.31 metros de altura, un ancho de pila de 3.0 metros y una longitud de 9.0 metros. volumen total de la parte hueca de la pila es 602.37m³. Por lo tanto el volumen proyectada total de material de mampostería es 1891.89m³ disminuyendo así el peso de la propia pila. Todas las pilas que a continuación mencionaremos presentan esta situación.

La segunda pila, siendo la pila de dimensiones más considerables cuenta con una altura total de 33.0 metros, el ancho de pila equivale a 11.0 metros, y la longitud es de 14.0 metros. El volumen de la pila es de 5082m³. Las medidas de la parte hueca son las siguientes, tiene una altura de 33.0 metros, el ancho de pila es igual a 3.8 metros, y la longitud es de 9.0 metros, con estas medidas se obtiene un volumen de 1128.6 m³. por lo tanto el volumen proyectado total de material de mampostería es de 3953.4m³.

La tercer pila, cuenta con una altura total de 28.12 metros, un ancho de 11.04 metros, y la longitud de 13.5 metros. La pila tiene un volumen de 4191.0 m³. Las medida de la parte hueca de la pila son las siguientes, una altura total de 28.12 metros, un ancho de 3.24 metros y una longitud de 9.0 metros. El volumen de la parte hueca de la pila es de 819.98m³. Por lo tanto el volumen proyectado total de material de mampostería equivale a 3371.02m³.

La cuarta pila siendo una de las más pequeñas cuenta con una altura de 12.0 metros, el ancho es de 7.97 metros y la longitud de 14 metros. Cuenta con un volumen total de 1674.96m³. Las medidas de la parte hueca son las siguientes, altura de 12.0 metros, un ancho de 1.96 metros y una longitud de 9.0 metros. El volumen de la parte hueca de la pila es de 211.68m³. Port lo tanto el área proyectada de total de material de mampostería equivale a 1463.28m³.

La quinta pila siendo la más pequeña, cuenta con una altura tan solo de 7.9 metros, un ancho total de 6.6 metros y una longitud de 13.6 metros. Tiene un volumen total de 709.10m^3 . La altura de la parte hueca es de 7.9 metros, un ancho de 1.6 y una longitud de 9.0 metros. El volumen es de 95.04m^3 . Por ende el volumen total de material de mampostería equivale a 614.06m^3 .

Como anteriormente se mencionó, se proyectaron pilas huecas para disminuir el peso de la estructura, sin embargo, para evitar disminuir rigidez y crear mayores esfuerzos en partes donde existe la conexión entre los arranques de los arcos y las pilas, se optó por evitar dejar huecos los centros de las pilas, más bien se decidió proyectar las pilas con algún tipo de relleno, y que disminuya el peso de la estructura. Las pilas están diseñadas para trabajarlas con algún tipo de piedra labrada en forma de rectángulos, unidas con mortero.

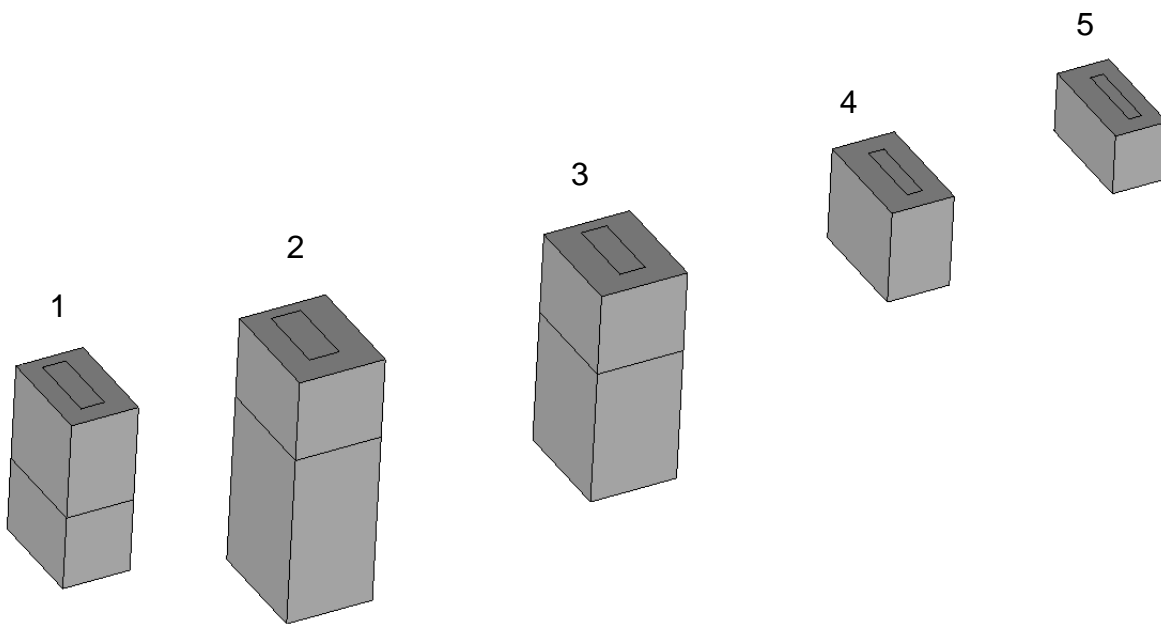


Fig. 5.4-1. Pilas del modelo.

5.4.2. Arcos

El puente está constituido por 6 arcos de diferentes dimensiones y al igual que en las pilas su dimensionamiento está basado bajo las reglas históricas anteriormente mencionadas (figura 5.4-2).

Los arcos están diseñados a base de bloques de piedra unidos con algún tipo de mortero que les pueda ayudar a soportar tensiones que sean necesarias y en los lugares necesarios. Los dos arcos de arranque de cada costado del puente están sentados sobre el terreno natural (se pensó que esta fuera la mejor opción para seguir con la homogeneidad de cada uno de los arcos), mientras que los arcos centrales arrancarán directamente de las pilas.

El primer arco consta una luz (o diámetro) igual a 12 metros, como todos los arcos fueron diseñados de medio punto, esto quiere decir que la flecha equivale a 6 metros, entonces la relación $f/l=1/2$ quitar esto. El ancho de cada arco equivale a 12 metros, y la clave es igual a 1.2 metros, según Alberti nos menciona que el ancho de la clave equivale un valor igual o mayor de la luz dividida entre 10.

El segundo arco consta con una luz igual a 22 metros, la flecha que al igual que al anterior equivale a la mitad de la luz, 11 metros, el ancho de 12 metros y por último la clave equivale a 2.2 metros.

El tercer arco tiene las mayores dimensiones, y consta de una luz con un valor de 30 metros, la flecha es igual a 15 metros, el ancho de bóveda es de 12 metros y la clave equivale a 3 metros.

El cuarto arco consta de una luz igual a 28 metros, flecha de 14 metros, la clave igual a 2.8 metros, un ancho de bóveda igual a 12 metros.

El quinto arco tiene una luz de 22 metros, flecha de 12 metros, la clave igual a 2.2 metros y un ancho de bóveda igual a 12 metros.

Y por último el sexto arco que consta de una luz de solamente 10 metros, la flecha equivale a 5 metros y la clave de 1 metro. Este último arco igual que el primero sienta sobre el terreno natural, esto para que conserve su homogeneidad.

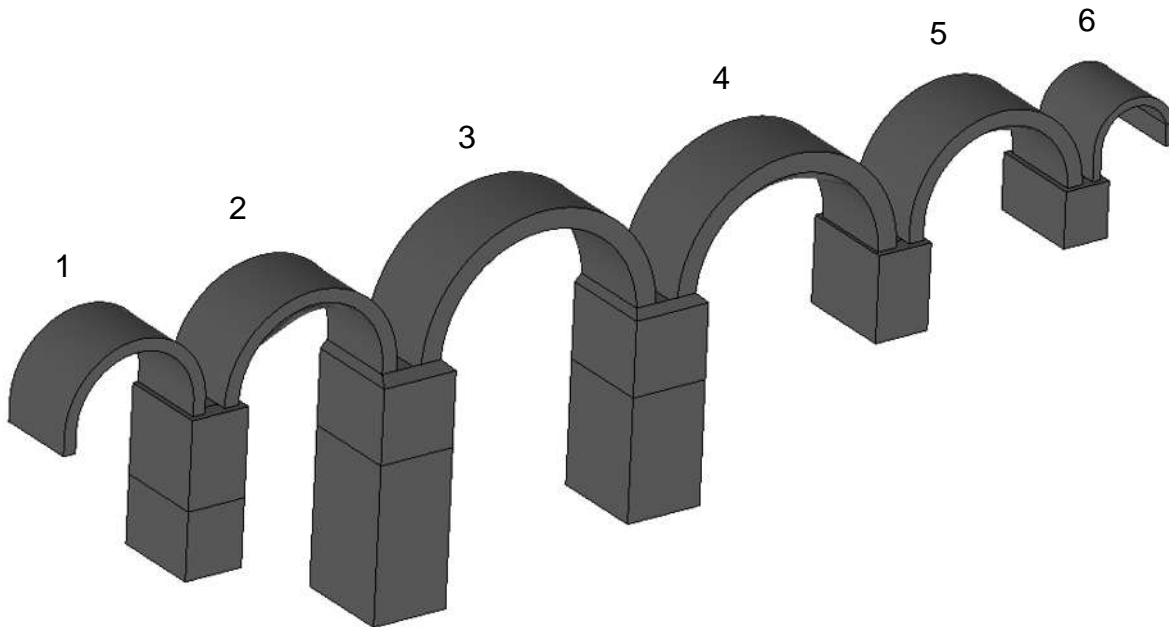


Fig. 5.4-2. Arcos del modelo.

5.4.3 Muros diafragma

Los muros diafragma constituyen una parte importante de la estructura, ya que le ayudan a adquirir una mayor rigidez al puente en el sentido transversal del mismo, esto ayuda a que tenga una mejor estabilidad en el momento que lo golpea un sismo.

Los muros diafragma de piedra, se colocan sobre el centro de las pilas de costado a costado, unidos con cada uno de los arcos haciendo de esto una sola estructura para mejorar el comportamiento por peso propio, carga viva vehicular y por supuesto el sismo. El puente consta de 7 muros diafragma distribuidos en las partes donde inician cada uno de los arcos, cada uno de los muros se acopla al diseño de cada arco y de cada pila para encontrar un comportamiento uniforme sobre la estructura.

El primer muro diafragma cuenta con una altura de 20.53 metros, un ancho de 3.0 metros y una longitud igual a todos los demás de 12 metros.

El segundo muro solamente varía la altura, teniendo una altura de 19.65 metros.

El tercer muro cuenta con una altura de 21.65 metros y un ancho de 3.8 metros.

El cuarto muro cuenta con una altura de 21.65 metros y un ancho de 3.24 metros.

El quinto, sexto y séptimo muro tiene una altura de 21.67, 19.67 y 17.34 respectivamente, todos tienen un ancho de 3 metros y una longitud de 12 metros.

La figura 5.4-3 nos muestra la forma de cada uno de los muros.

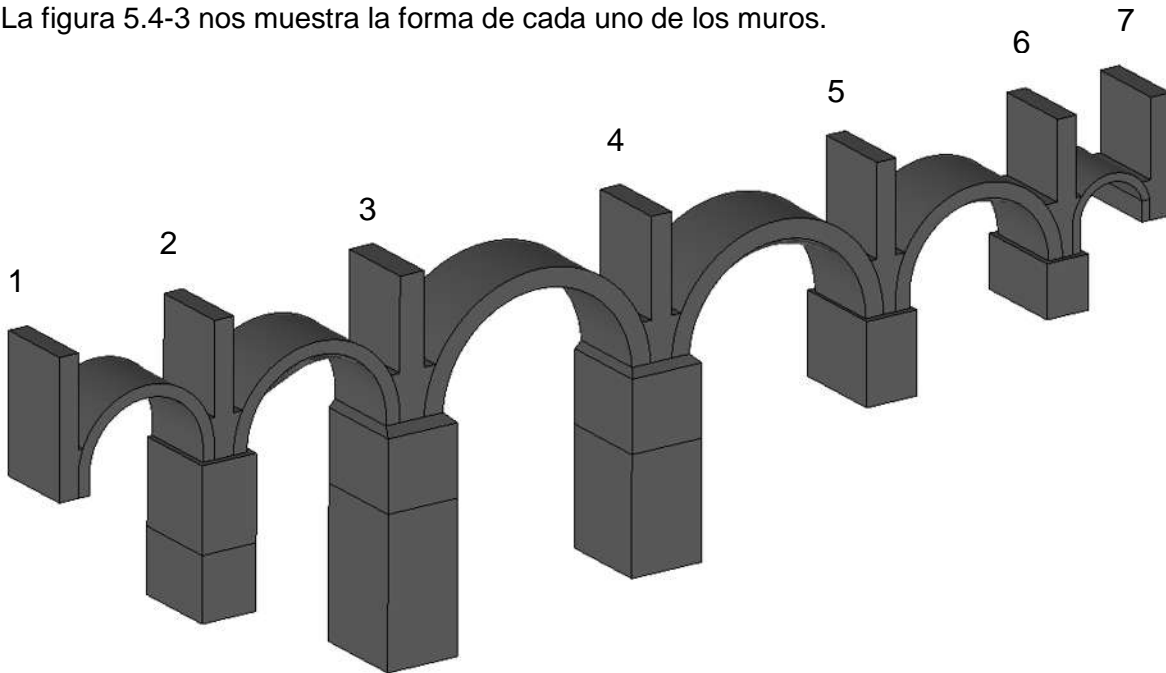


Fig. 5.4-3. Muros Diafragma.

5.4.4 Muros acostillados y muros tímpano

Los muros propuestos en el modelo, ayudan a aumentar la rigidez en el sentido longitudinal del mismo, muros con una función estructural importante.

La división de los pequeños muros se basa en una división de 3 muros a lo largo de la estructura, divididos de tal manera que las cargas vehiculares que reciban se disipen a lo largo de cada uno de los arcos para de ahí distribuir los pesos a cada una de las pilas. Cada uno de los muros tiene un ancho de tan solo 1.5 metros, los muros tímpano (o muros externos) cubren la parte central de cada arco y el muro acostillado (muro central). Estos tres muros al igual que los muros diafragma reciben el peso la plancha de concreto.

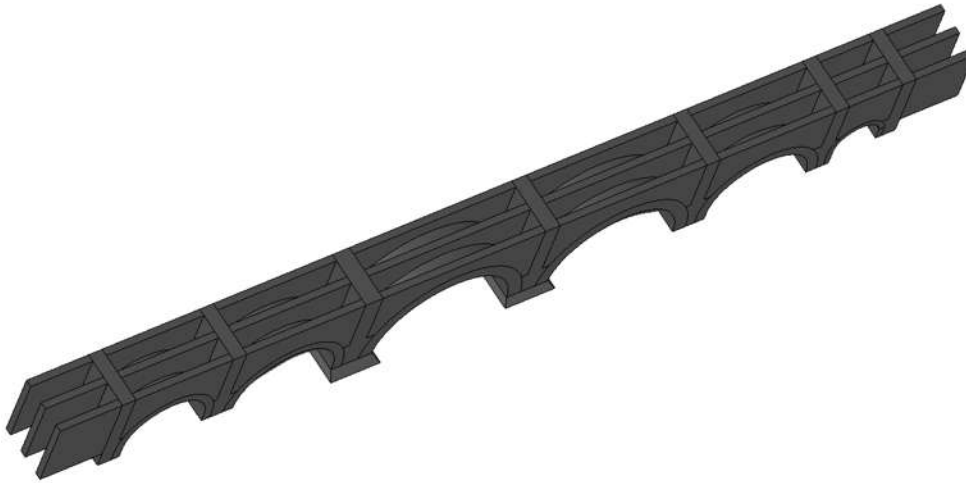


Fig. 5.4-4. Muros tímpano y muro acostillado. Planta.

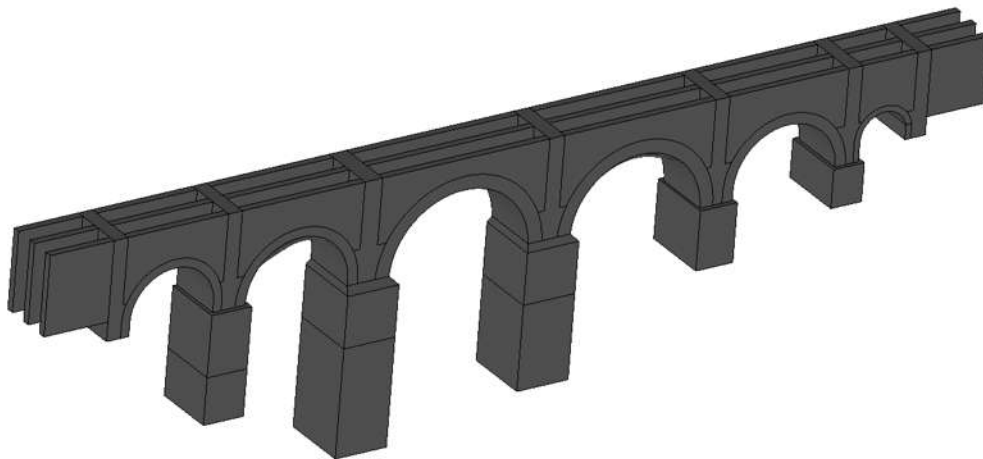


Fig. 5.4-5. Muros tímpano y muro acostillado. Perspectiva.

5.4.5 Losa y estribos

Para el diseño de este modelo la losa que se colocará en el modelo es irrelevante, sin embargo, el concreto es el principal material que se supondría para un su construcción. Los estribos son huecos como se vio anteriormente, pero, las costillas que terminarán en cada lado del puente sentaran sobre bloques de piedra bien definidos y unidos a las costillas y los muros diafragma sobresalientes de los arcos. Un bloque de piedra bien definido cerrará cada costado del puente para mantener una estabilidad estructural y rigidizar los lugares de inicio y final de la estructura.

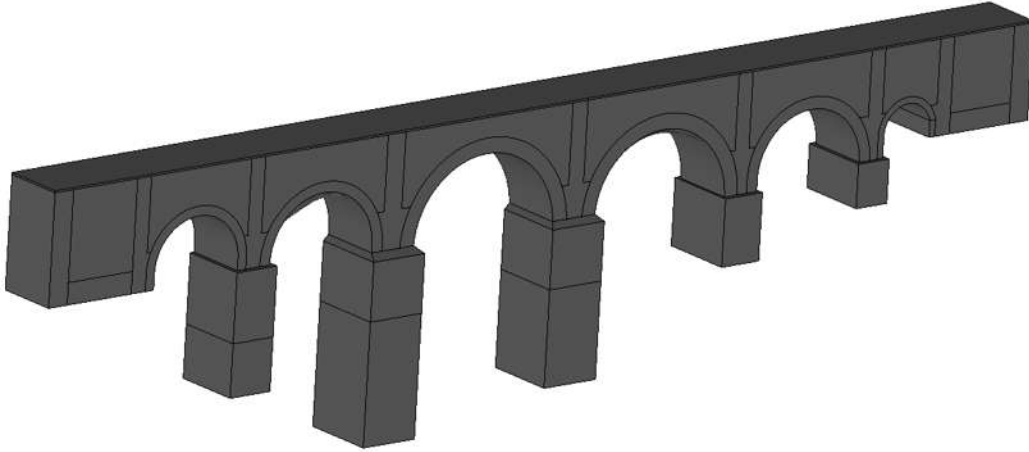


Fig. 5.4-6. Modelo completo con estribos y losa.

5.4.6 Tajamares

Los tajamares, normalmente son creados o construidos para la existencia de cuerpos de agua para romper las líneas de corriente y evitar que los sólidos que arrastran lleguen a golpear la estructura causándole algún problema estructural. Los tajamares diseñados en el modelo están solamente hasta cierta altura. Si es necesario se llegan a crear hasta la parte de arranque de los arcos, y en ocasiones no son tan necesarios.

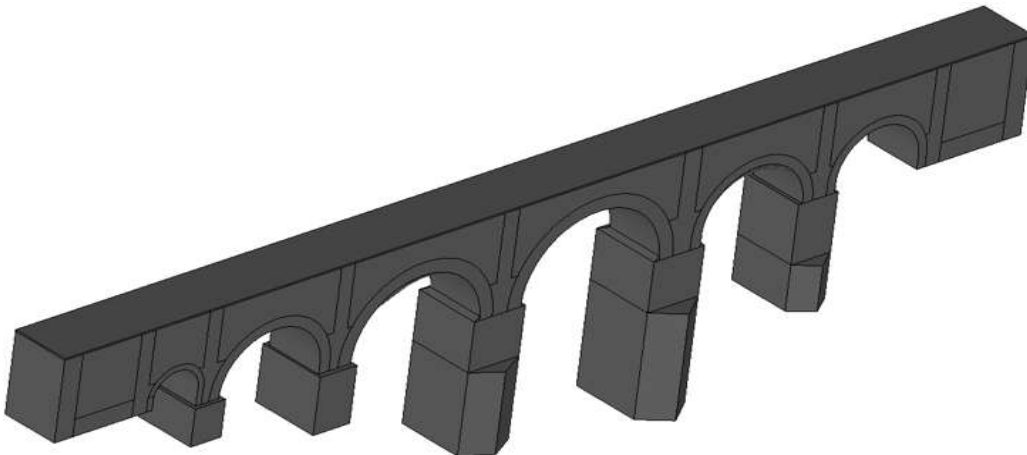


Fig. 5.4-7. Modelo completo con tajamares.

5.5. ANÁLISIS DE VIABILIDAD ESTRUCTURAL

A continuación se mostrarán los resultados de los análisis correspondientes al diseño estructural del modelo: Carga muerta (peso propio), carga viva y carga accidental.

5.5.1. Análisis por carga muerta (Peso Propio)

La primer parte de los análisis son por peso propio.

En las tablas 5.5-1 y 5.5-2 se muestran resultados de los análisis por carga muerta; desplazamientos y esfuerzos principales respectivamente.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Peso Propio	17598	Max X	6.224	-15.373	-0.529
Peso Propio	5773	Min X	-6.079	-25.785	-1.206
Peso Propio	887	Max Y	0	0	0
Peso Propio	10566	Min Y	-0.625	-49.976	-1.659
Peso Propio	11591	Max Z	-3.201	-25.024	4.387
Peso Propio	10511	Min Z	-1.283	-49.604	-2.859

Tabla 5.5-1. Desplazamientos por peso propio.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Peso Propio	9623	Max S1	-3.285	-3.523	15.217
Peso Propio	12438	Max S2	-2.51	-3.822	-16.562
Peso Propio	12438	Max S3	-2.51	-3.822	-16.562

Tabla 5.5-2. Esfuerzos principales para el modelo por carga muerta.

En las figuras 5.5-1 a 5.5-3 se muestra la distribución de los esfuerzos para cada eje local de la estructura, sabiendo que: S1 son esfuerzos principales en el eje longitudinal (eje x), S2 esfuerzos principales en el eje transversal (eje z) y S3 esfuerzos principales en el eje vertical del modelo (eje y).

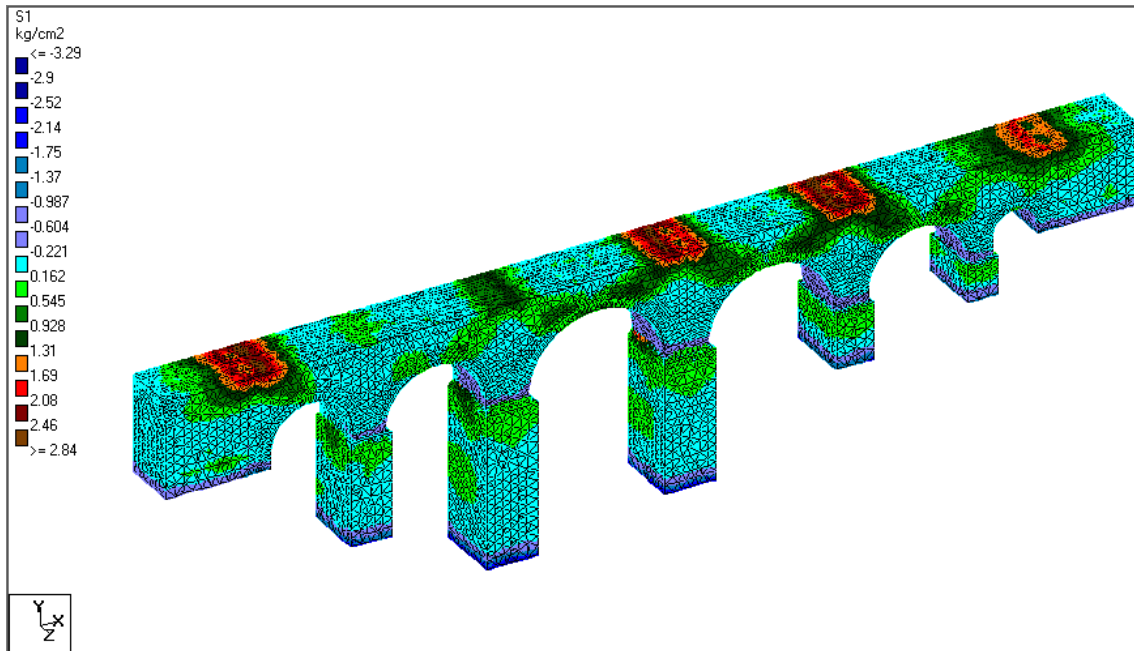


Fig. 5.5-1. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

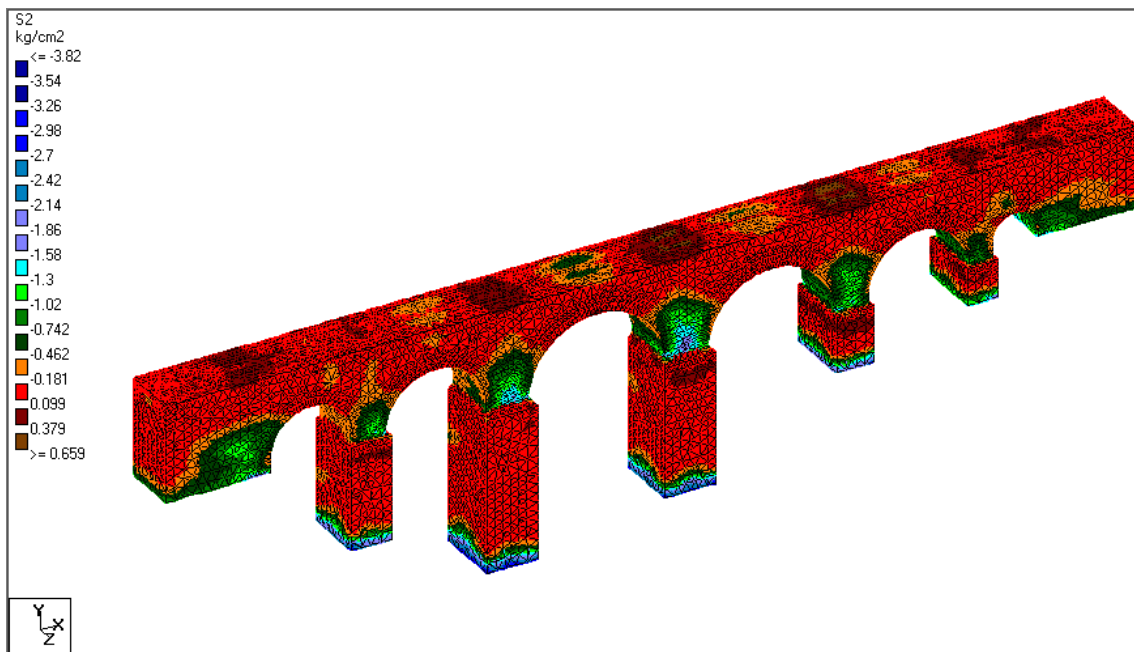


Fig. 5.5-2. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S2.

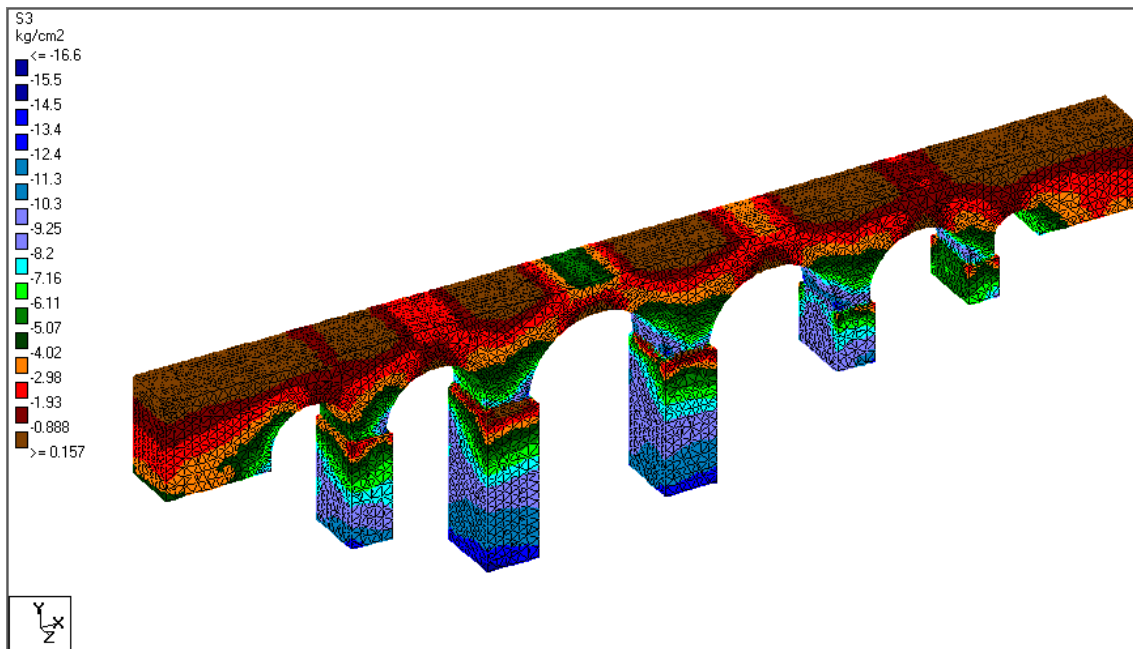


Fig. 5.5-3. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S3.

En la figura 5.5-4 se observa la manera en que se deforma el modelo por el peso propio de la estructura.

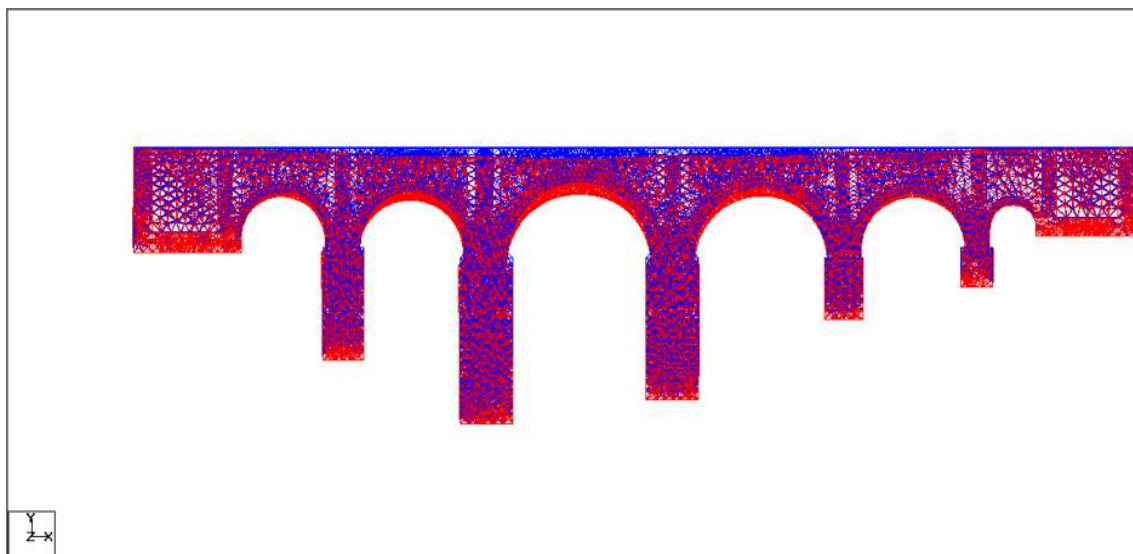


Fig. 5.5-4. Desplazamientos en el sentido más crítico, sentido vertical.

5.5.2. Análisis por carga accidental (sismo)

A continuación se mostrarán los resultados de los análisis con los diferentes registros sísmicos con los que se trabajó sobre la estructura.

5.5.2.1 Registro 10D94

En las tablas 5.5-3 y 5.5-4 se muestran los desplazamientos y los esfuerzos principales respectivamente para este registro en particular.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Peso Propio	15668	Max X	6.217	-14.941	-0.564
Peso propio + Sismo	10124	Min X	-45.393	-27.808	2.527
Sismo	15682	Max Y	-18.355	8.712	-0.495
Peso propio + Sismo	9221	Min Y	-38.072	-53.653	-1.847
Peso propio + Sismo	10865	Max Z	-37.053	-23.928	4.42
Peso propio + Sismo	9127	Min Z	-39.477	-52.796	-3.297

Tabla 5.5-3. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Sismo	25768	Max S1	7.148	0.515	0.177
Peso propio + Sismo	12079	Max S2	-3.246	-5.098	-22.291
Peso propio + Sismo	12079	Max S3	-3.246	-5.098	-22.291

Tabla 5.5-4. Esfuerzos principales máximos.

En las figuras 5.5-1 a 5.5-3 se muestra la distribución de los esfuerzos para cada eje local de la estructura.

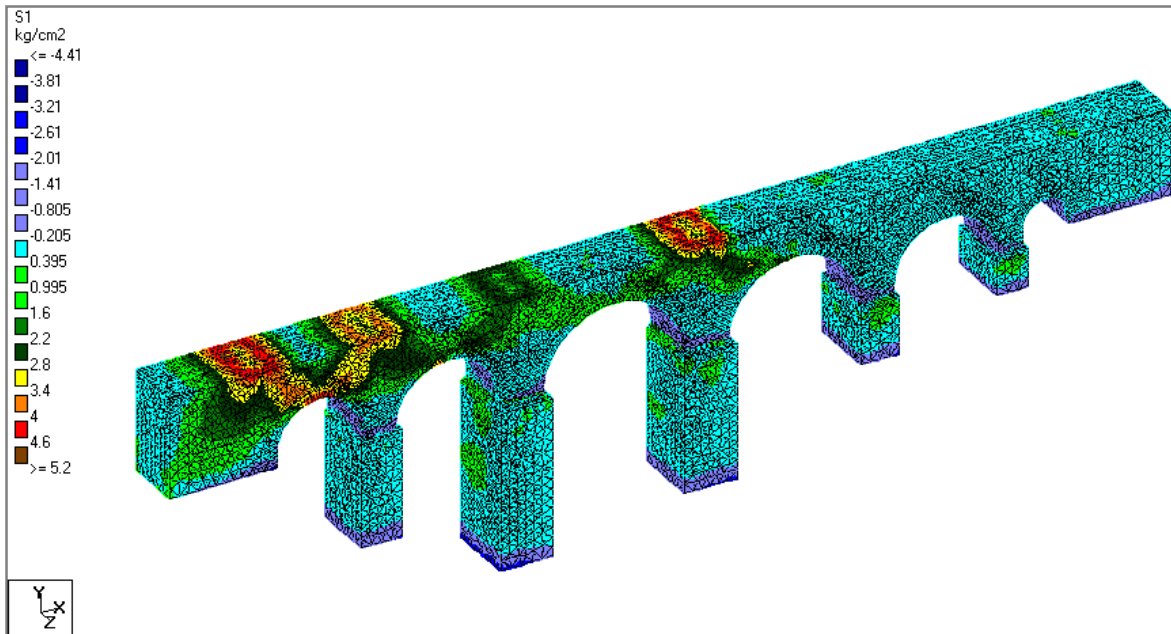


Fig. 5.5-5. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

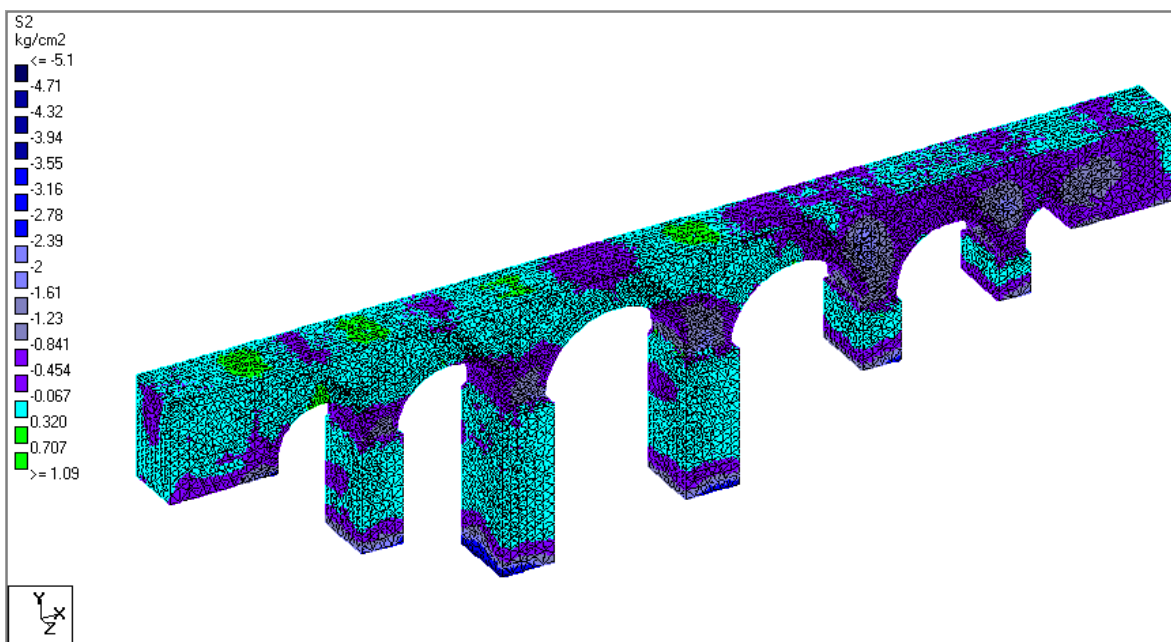


Fig. 5.5-6. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S2.

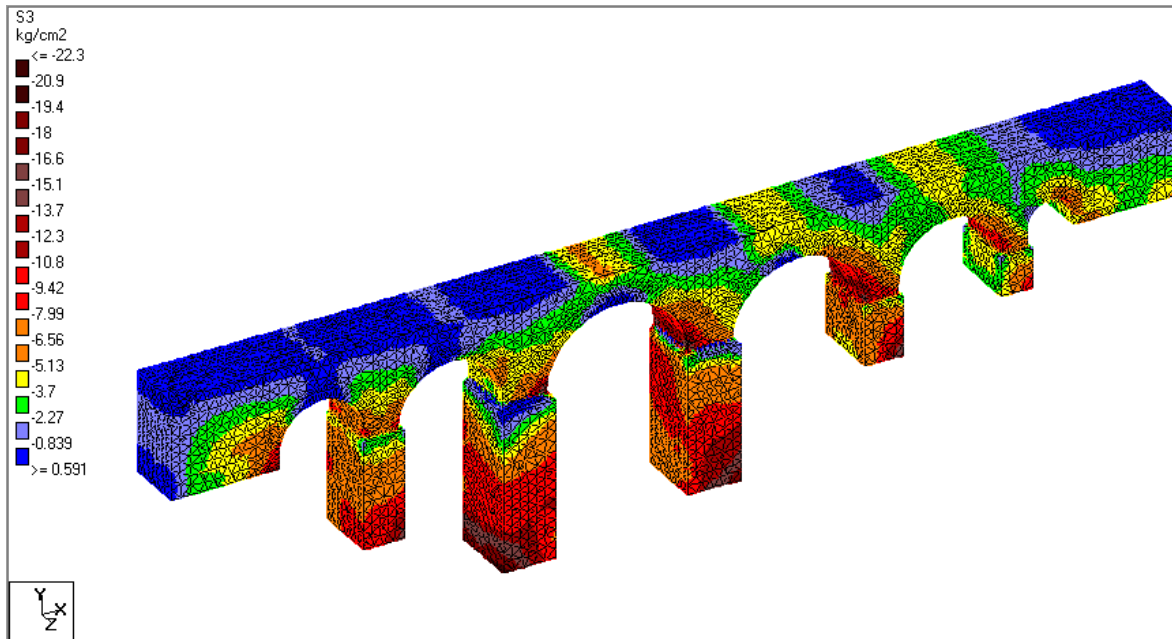


Fig. 5.5-7. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S3.

En la imagen 5.5-8 se muestra la manera en que se desplaza el modelo en el sentido longitudinal.

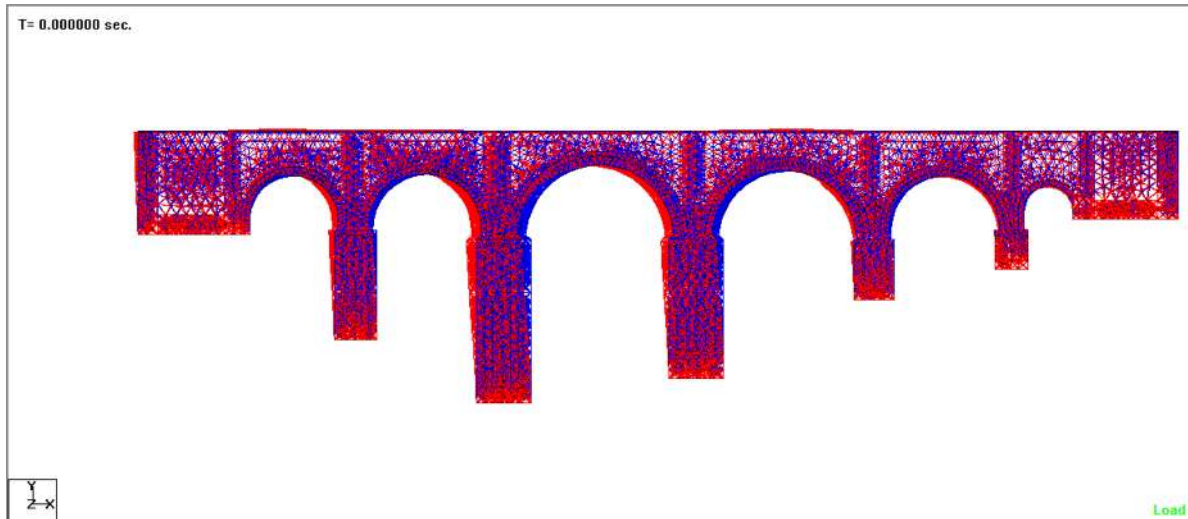


Fig. 5.5-8. Desplazamientos en el sentido longitudinal del puente.

En las tablas 5.5-2 y 5.5-6 se muestran los desplazamientos máximos y mínimos, y los esfuerzos principales en el modelo en un sentido transversal.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Peso propio + Sismo	13394	Max X	17.081	-47.279	-94.255
Peso propio + Sismo	5177	Min X	-18.197	-44.855	-86.417
Sismo	9127	Max Y	2.153	24.09	150.989
Peso propio + Sismo	9220	Min Y	-2.641	-70.04	134.812
Sismo	9164	Max Z	-0.336	-2.812	151.413
Peso propio + Sismo	10180	Min Z	4.23	-44.295	-125.82

Tabla 5.5-5. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Sismo	12792	Max S1	9.326	2.097	1.319
Peso propio + Sismo	22473	Max S2	-4.445	-5.34	-22.255
Peso propio + Sismo	12079	Max S3	-3.405	-5.022	-24.254

Tabla 5.5-6. Esfuerzos principales máximos.

A continuación se muestran las figuras 5.5-9 a 5.5-11 los modelos mostrando la distribución de los esfuerzos que se obtuvieron tanto a compresión como a tensión.

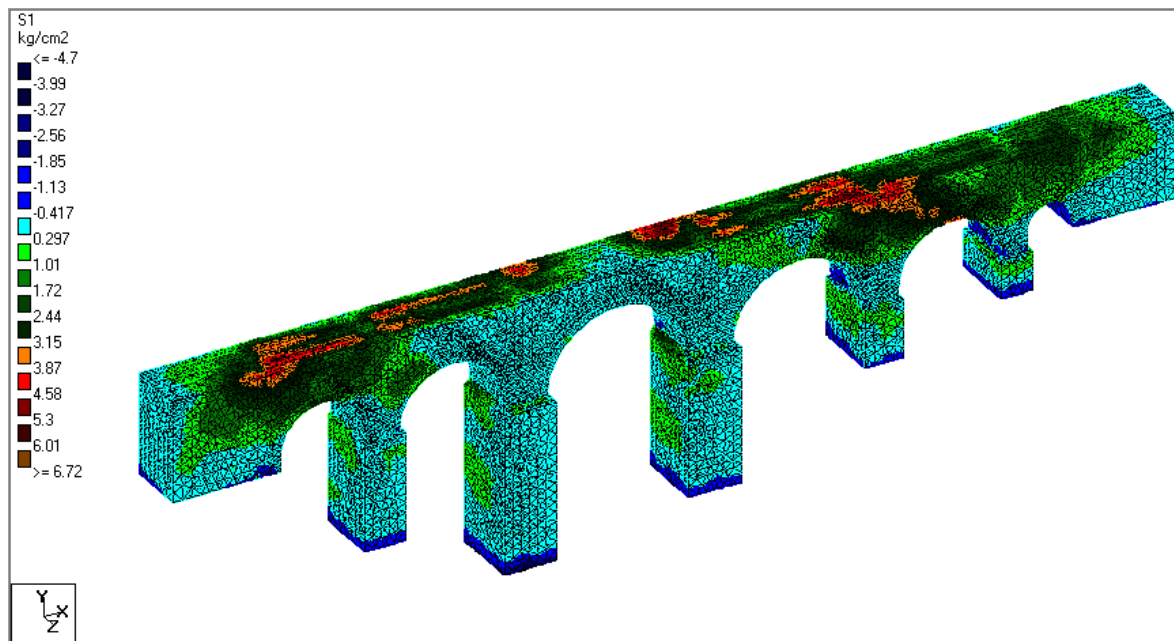


Fig. 5.5-9. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

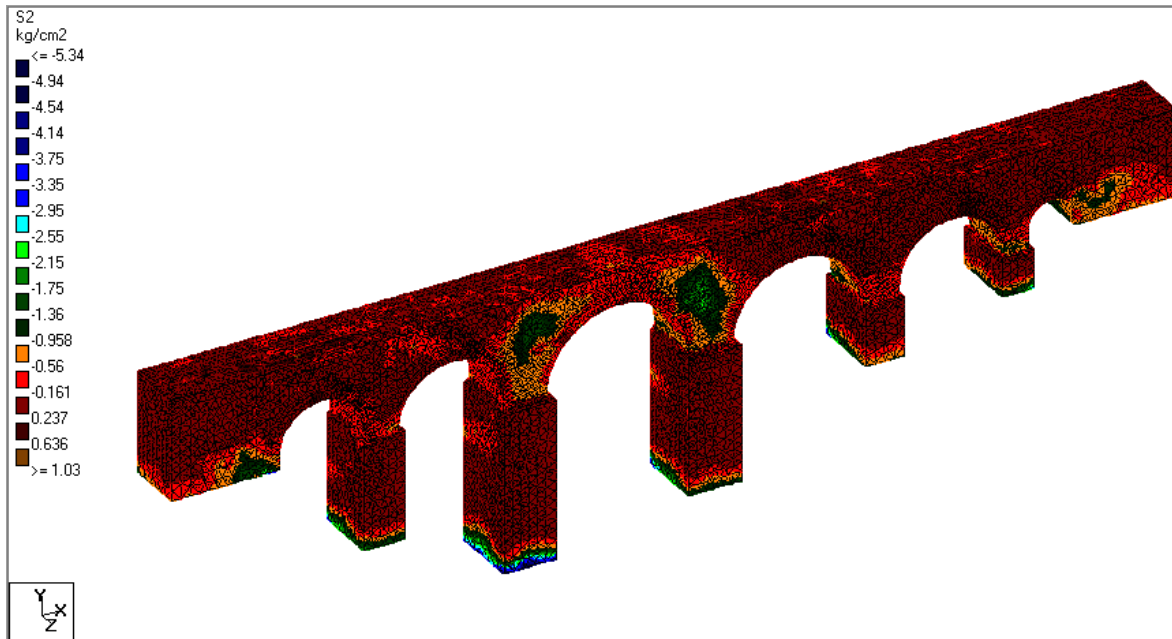


Fig. 5.5-10. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S2.

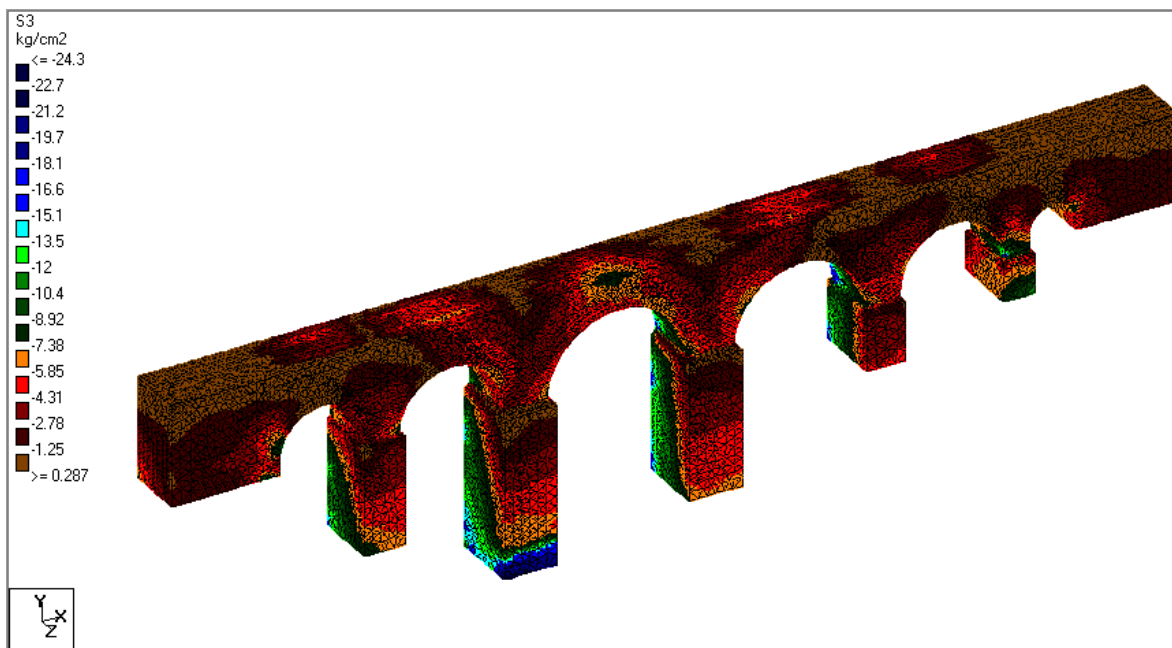


Fig. 5.5-11. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S3.

En la figura 5.5-12 se muestran los desplazamientos en el sentido transversal, siendo los más críticos debido al sentido en que se introdujo el registro sísmico.

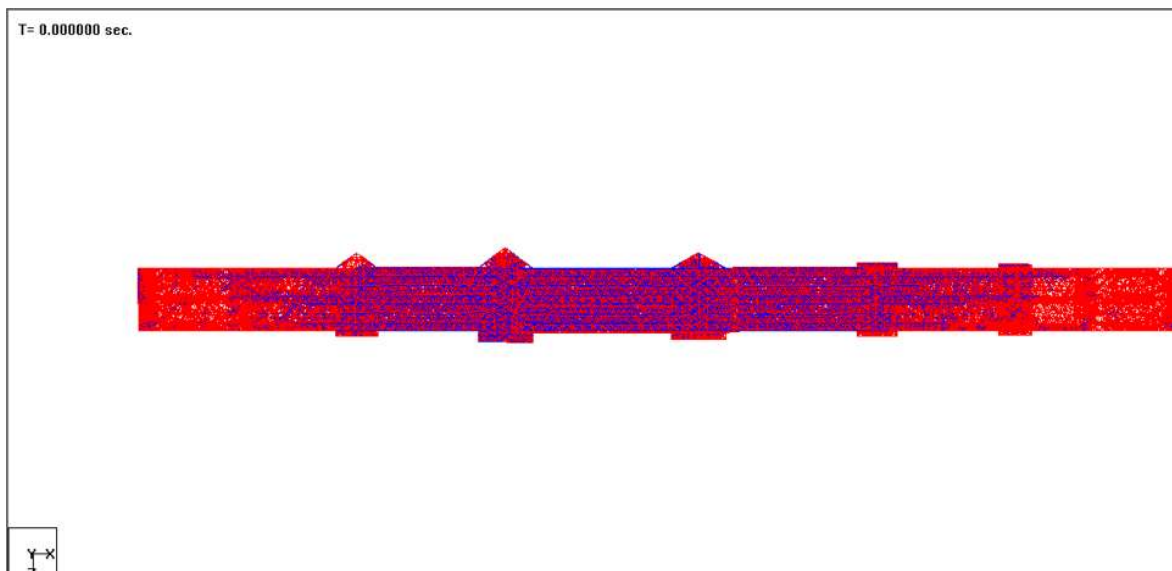


Fig. 5.5-12. Desplazamientos en el sentido transversal del puente.

5.5.2.2. Registro 14995

En las tablas 5.5-7 y 5.5-8 se muestran los desplazamientos y los esfuerzos principales respectivamente para el registro 14995.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Sismo	10950	Max X	28.119	-0.584	-0.149
Sismo	9823	Min X	-24.662	1.391	-0.27
Sismo	15682	Max Y	-12.676	6.124	-0.354
Peso propio + Sismo	9149	Min Y	24.702	-52.738	-1.571
Peso propio + Sismo	12366	Max Z	18.952	-29.874	4.885
Peso propio + Sismo	9209	Min Z	24.449	-46.196	-3.191

Tabla 5.5-7. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Sismo	25605	Max S1	7.964	1.862	1.344
Peso propio + Sismo	22469	Max S2	-4.458	-5.466	-22.872
Peso propio + Sismo	22469	Max S3	-4.458	-5.466	-22.872

Tabla 5.5-8. Esfuerzos principales máximos.

Las figuras 5.5-13 a 5.5-15 muestran la distribución de los esfuerzos que se obtuvieron tanto a compresión como a tensión para el modelo con el registro mencionado.

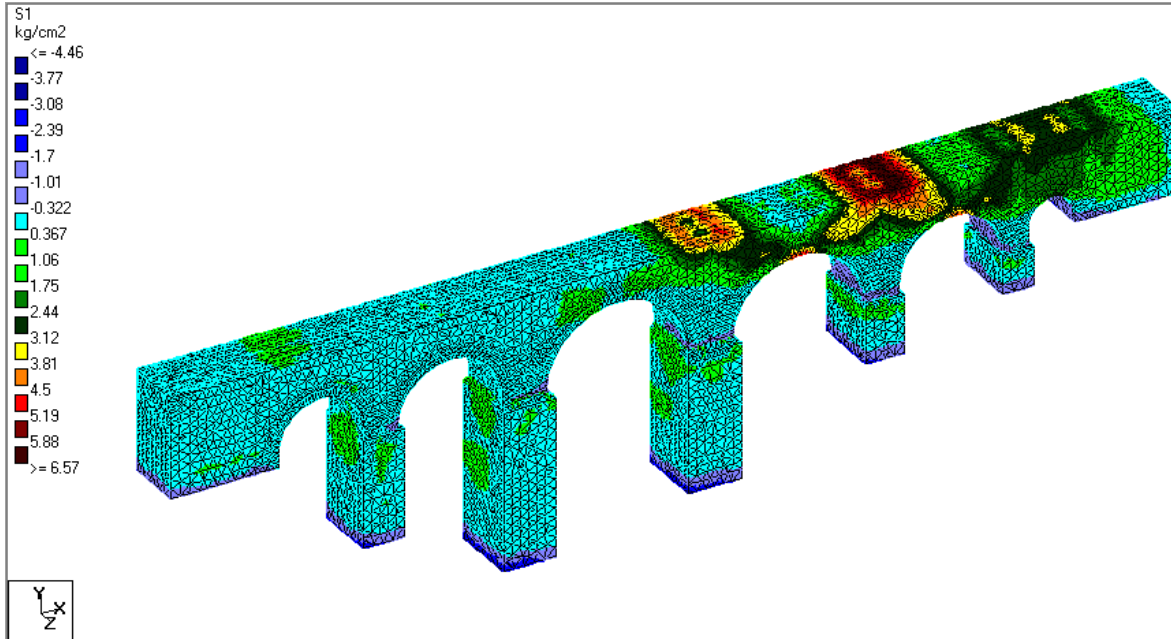


Fig. 5.5-13. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

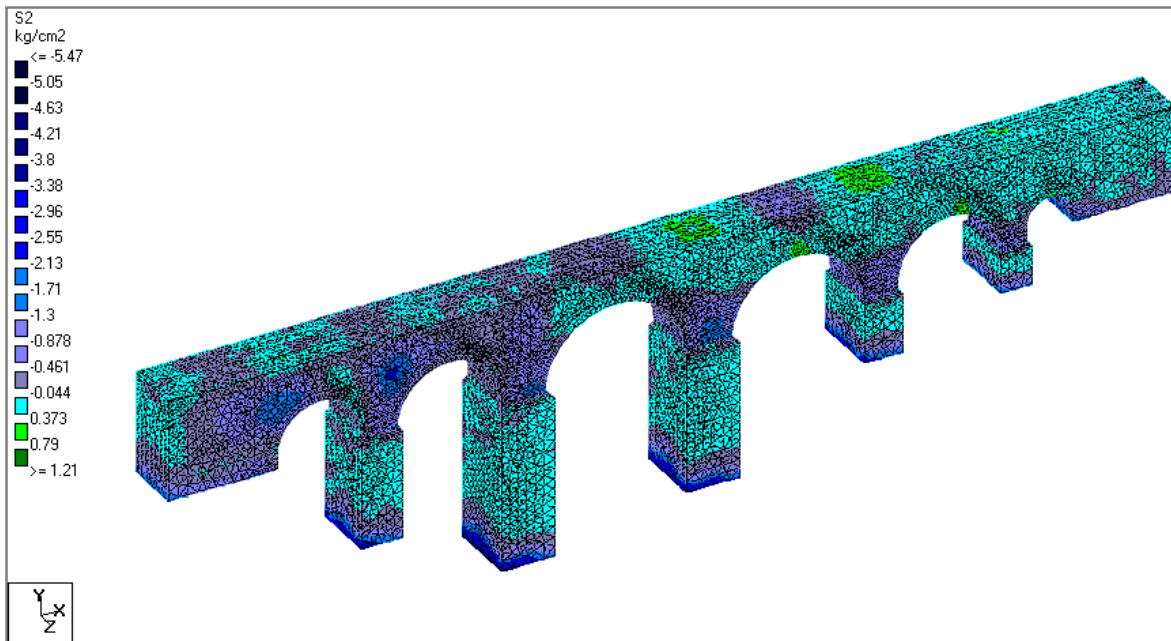


Fig. 5.5-14. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S2.

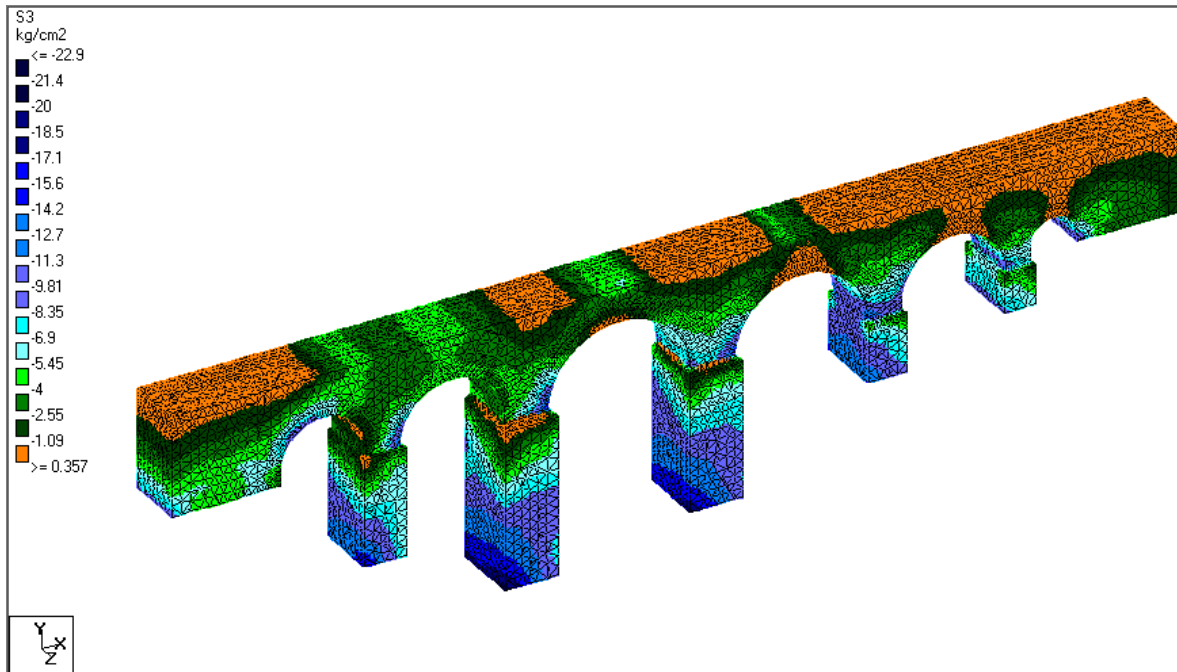


Fig. 5.5-15. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S3.

En la figura 5.5-16 se observan los desplazamientos del modelo en el sentido longitudinal del mismo.

T= 0.000000 sec.

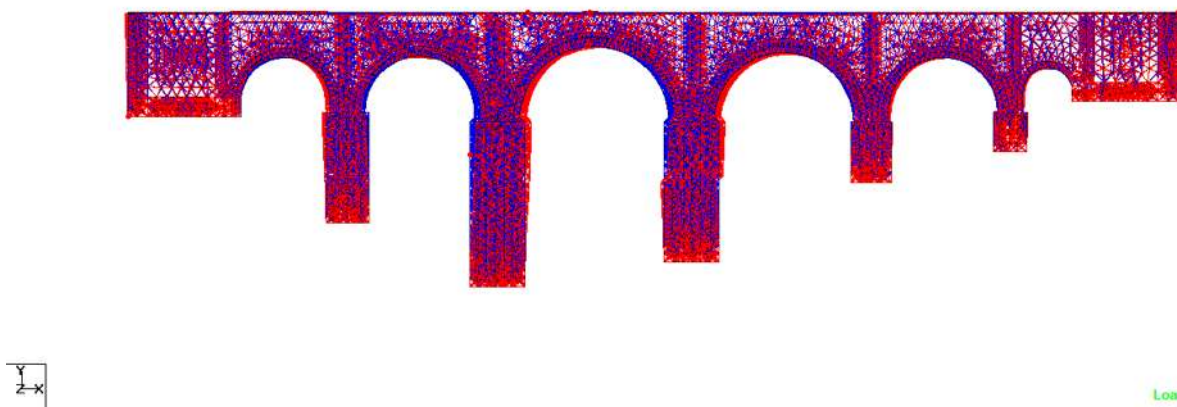


Fig. 5.5-16. Desplazamientos en el sentido longitudinal del puente.

En las tablas 5.5-9 y 5.5-10 se muestran los desplazamientos máximos y mínimos así como los esfuerzos principales máximos, respectivamente con un fenómeno sísmico en el sentido transversal.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Peso propio + Sismo	13543	Max X	19.747	-12.941	85.374
Peso propio + Sismo	5246	Min X	-19.138	-44.042	90.539
Sismo	9127	Max Y	-1.549	32.316	185.386
Peso propio + Sismo	9248	Min Y	0.948	-76.601	172.56
Sismo	9243	Max Z	-0.337	5.861	186.078
Peso propio + Sismo	8783	Min Z	6.15	-18.851	-141.64

Tabla 5.5-9. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Peso propio + Sismo	22469	Max S1	10.578	2.4	1.504
Peso propio + Sismo	22469	Max S2	-5.027	-6.129	-25.618
Peso propio + Sismo	12079	Max S3	-5.027	-6.129	-25.618

Tabla 5.5-10. Esfuerzos principales máximos.

De la figura 5.5-17 a la figura 5.5-19 se muestra la distribución de los esfuerzos que se obtuvieron en los análisis correspondientes para un fenómeno sísmico en el sentido transversal.

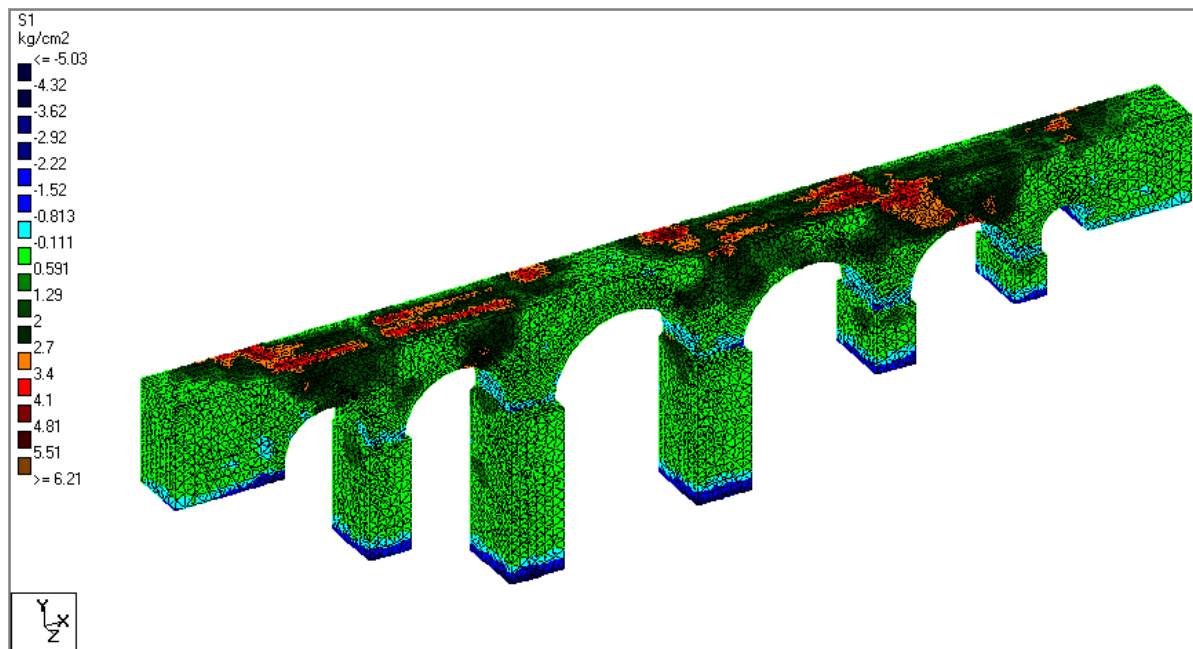


Fig. 5.5-17. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

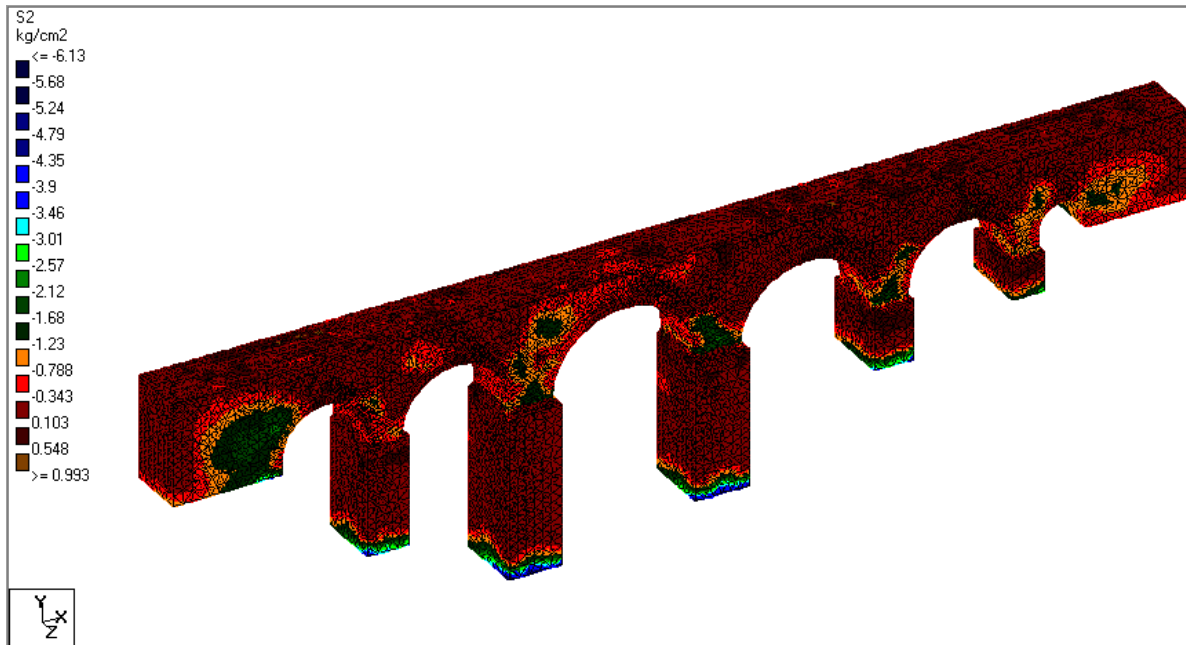


Fig. 5.5-18. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S2.

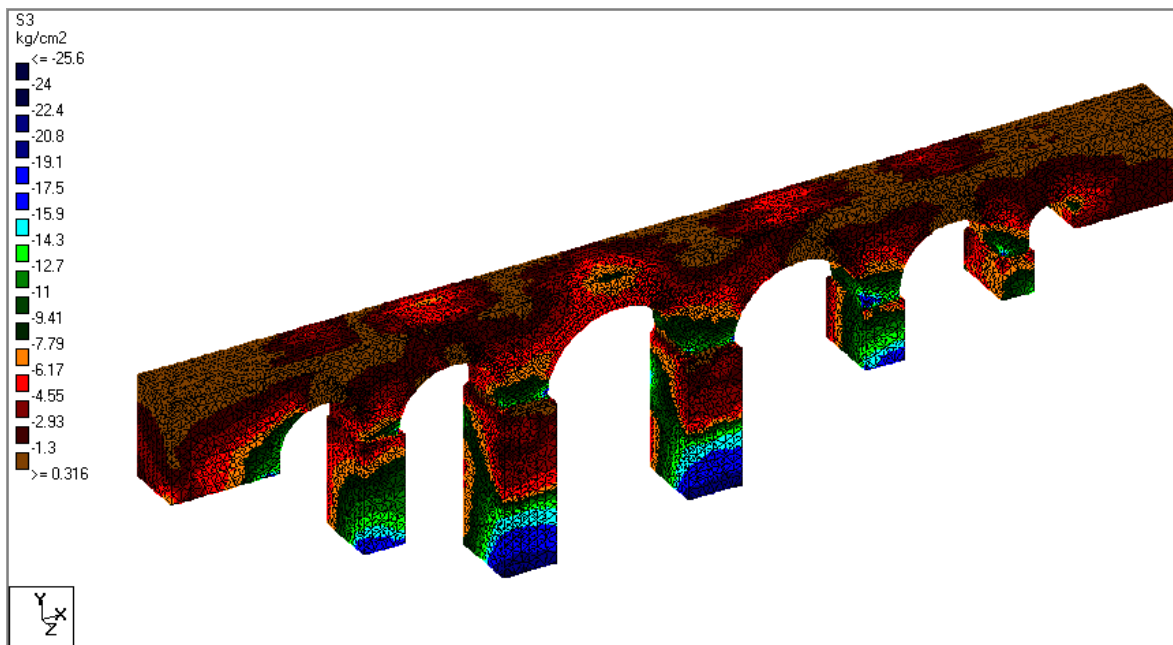


Fig. 5.5-19. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S3.

En la siguiente figura 5.5-20 se observan los desplazamientos en el sentido transversal del puente.

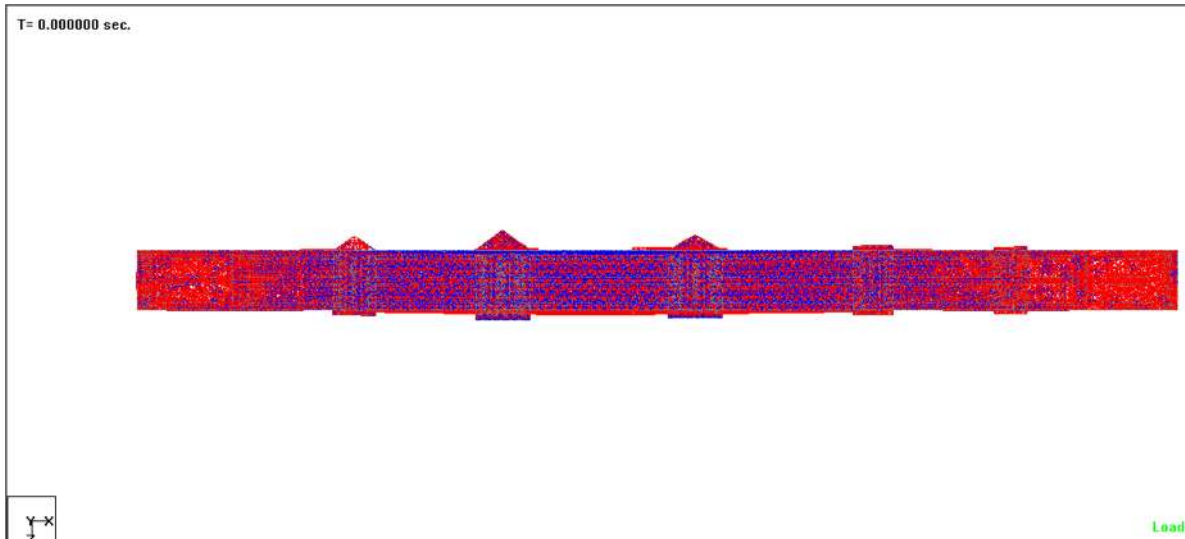


Fig. 5.5-20. Desplazamientos en el sentido transversal del puente.

5.5.2.3. Registro 15796

En las tablas 5.5-11 y 5.5-12 muestran los desplazamientos y los esfuerzos principales respectivamente para este registro.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Peso Propio	15668	Max X	6.217	-14.941	-0.564
Peso propio + Sismo	10124	Min X	-47.454	-27.679	2.559
Sismo	15682	Max Y	-19.764	9.516	-0.438
Peso propio + Sismo	9221	Min Y	-40.043	-54.633	-1.871
Peso propio + Sismo	10232	Max Z	-38.41	-19.029	5.129
Peso propio + Sismo	9209	Min Z	-40.276	-54.209	-3.321

Tabla 5.5-11. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Sismo	25605	Max S1	12.45	2.911	2.105
Peso propio + Sismo	22469	Max S2	-4.916	-6.084	-25.505
Peso propio + Sismo	12079	Max S3	-3.574	-5.876	-25.833

Tabla 5.5-12. Esfuerzos principales máximos.

En las figuras 5.5-21 a 5.5-23 se muestra la distribución de los esfuerzos para cada eje local de la estructura.

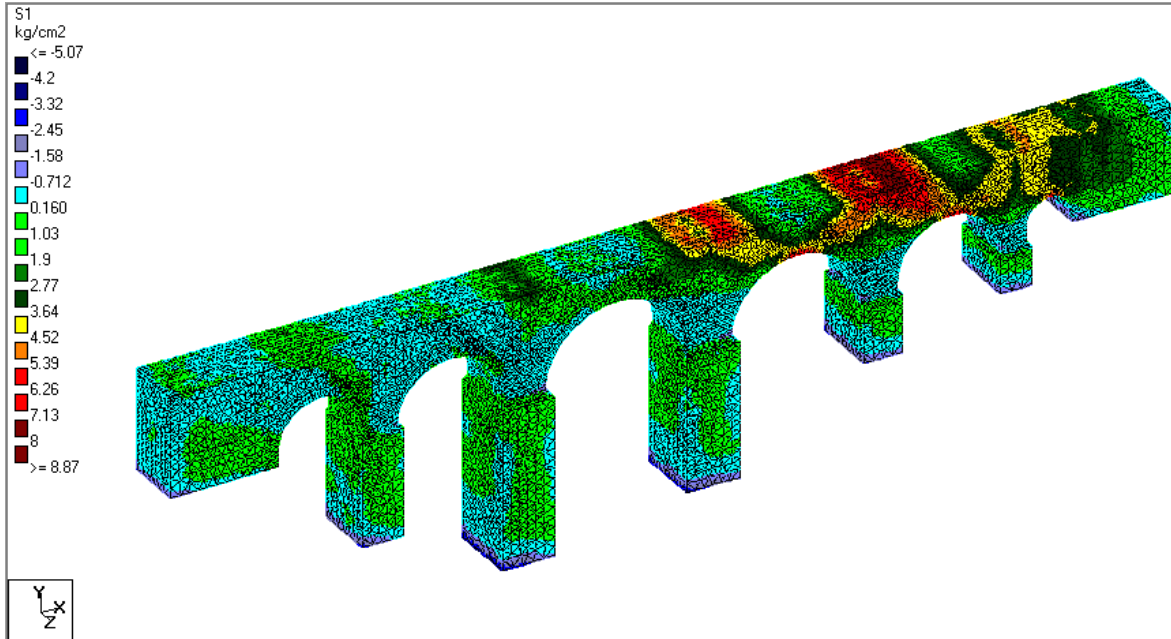


Fig. 5.5-21. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

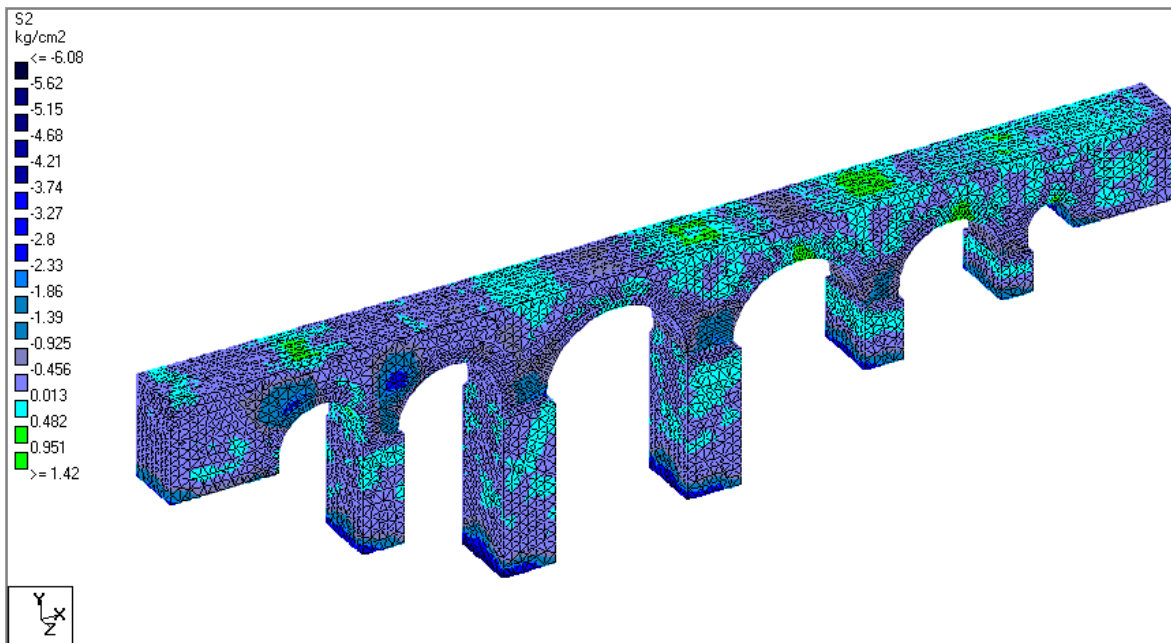


Fig. 5.5-22. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S2.

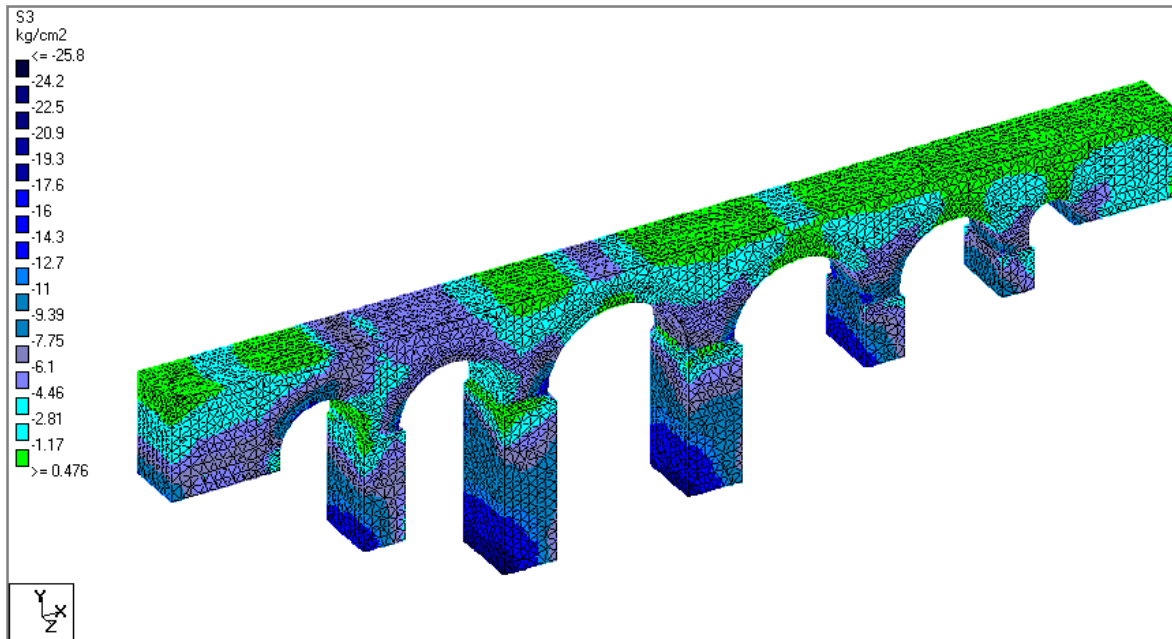


Fig. 5.5-23. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S3.

En la imagen 5.5-24 se muestra la manera en que se desplaza el modelo en el sentido longitudinal.

T= 0.000000 sec.

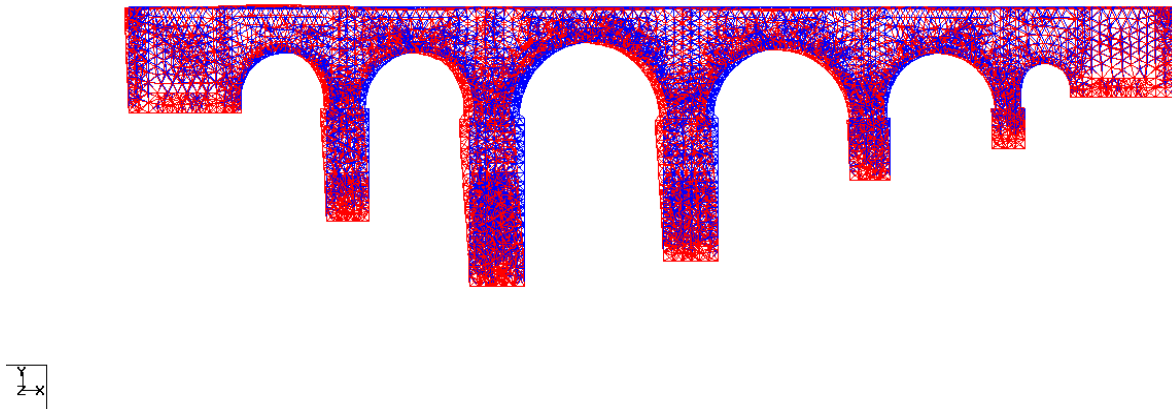


Fig. 5.5-24. Desplazamientos en el sentido longitudinal del puente.

En las tablas 5.5-13 y 5.5-14 se muestran los desplazamientos máximos y mínimos, y los esfuerzos principales en el modelo con el mismo registro sísmico pero en el sentido transversal del modelo.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Peso propio + Sismo	13421	Max X	10.657	-36.476	38.841
Peso propio + Sismo	5246	Min X	-11.948	-35.273	37.507
Sismo	9532	Max Y	3.396	10.299	-62.681
Peso propio + Sismo	9214	Min Y	1.125	-60.93	-60.173
Sismo	10686	Max Z	-1.105	-1.522	49.728
Peso propio + Sismo	9127	Min Z	-3.609	-60.28	-69.255

Tabla 5.5-13. Esfuerzos principales máximos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Sismo	23156	Max S1	8.106	1.869	1.238
Peso propio + Sismo	22469	Max S2	-4.186	-5.174	-21.685
Peso propio + Sismo	22469	Max S3	-4.186	-5.174	-21.685

Tabla 5.5-14. Esfuerzos principales máximos.

A continuación se muestran las figuras 5.5-25 a 5.5-27 los modelos mostrando la distribución de los esfuerzos que se obtuvieron tanto a compresión como a tensión.

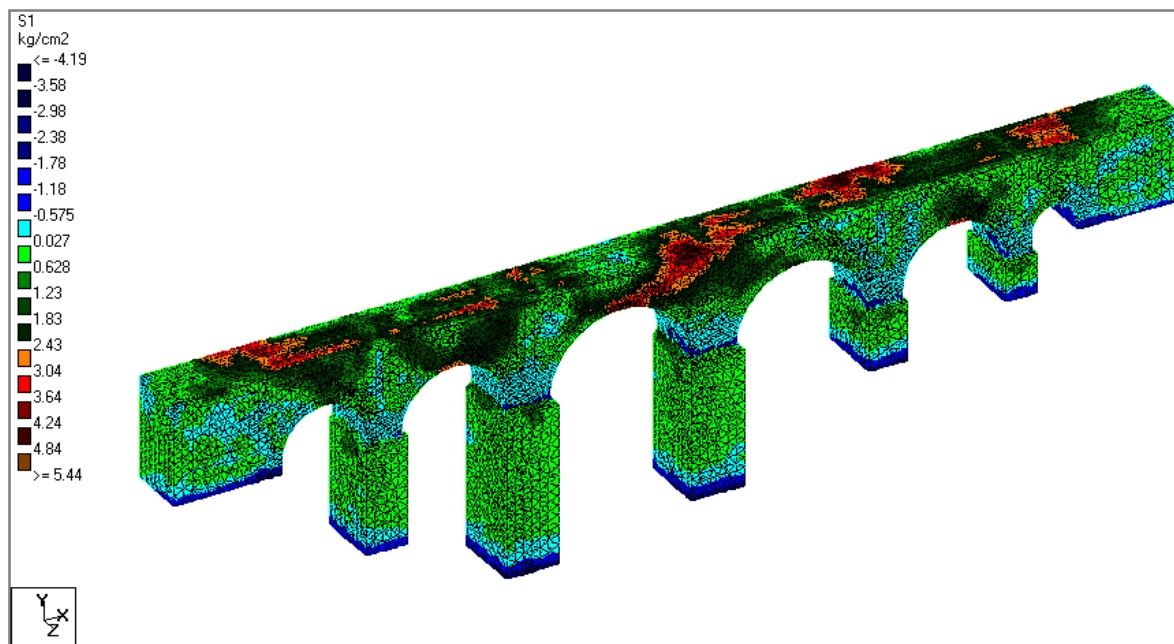


Fig. 5.5-25. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

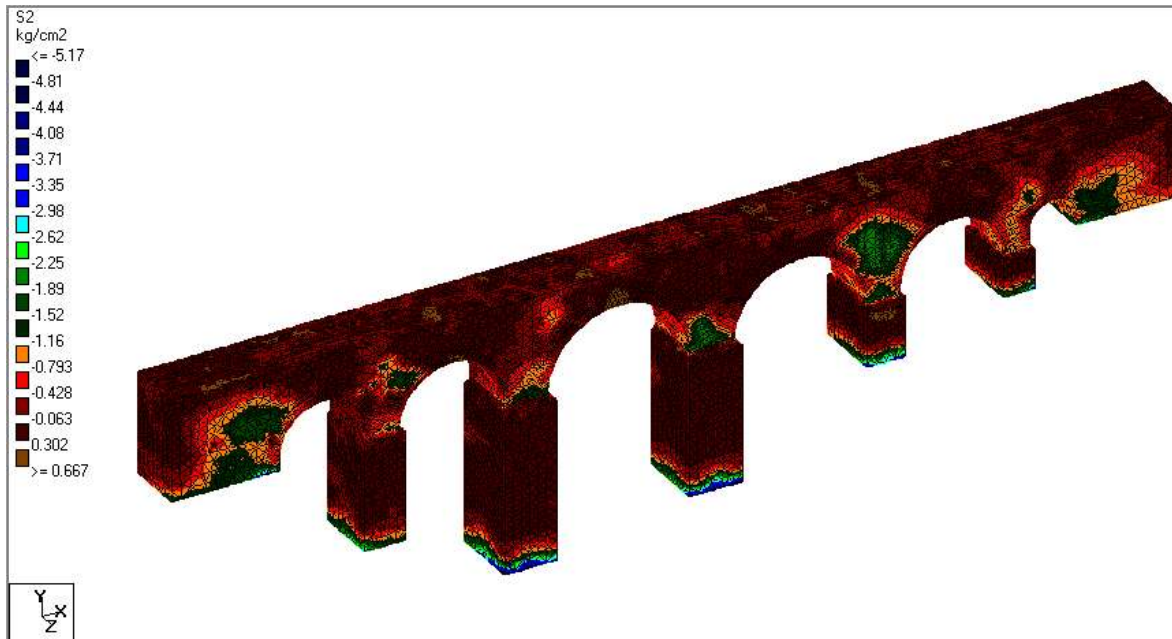


Fig. 5.5-26. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S2.

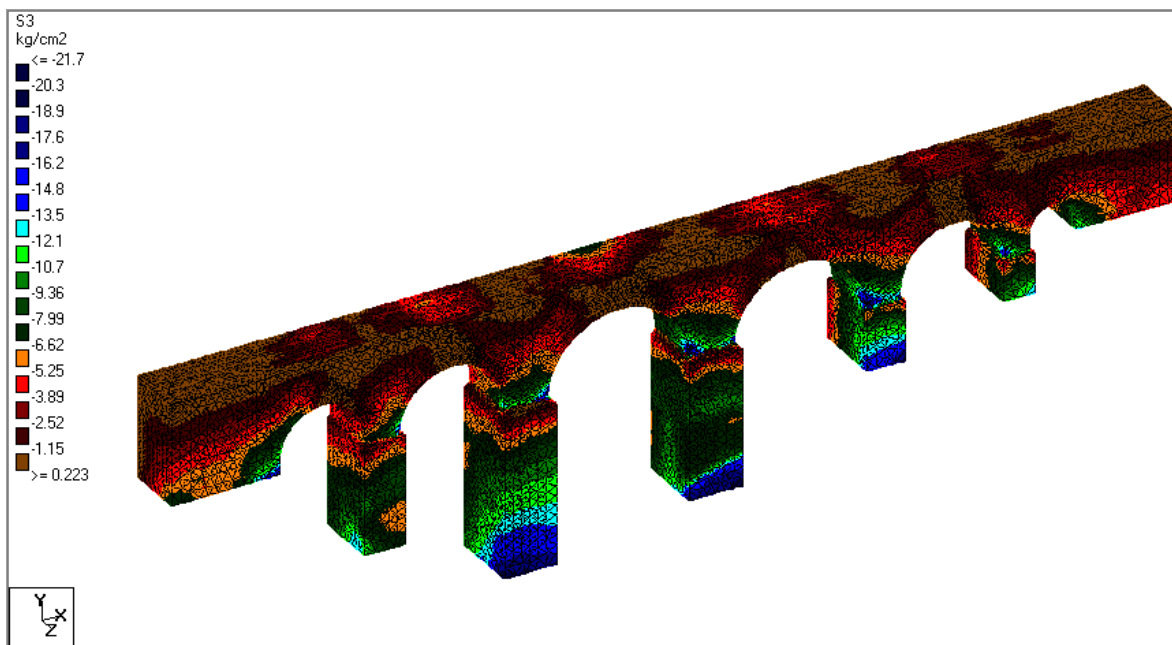


Fig. 5.5-27. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S3.

En la figura 5.5-28 se muestran los desplazamientos en el sentido transversal, siendo los más críticos debido al sentido en que se introdujo el registro sísmico.

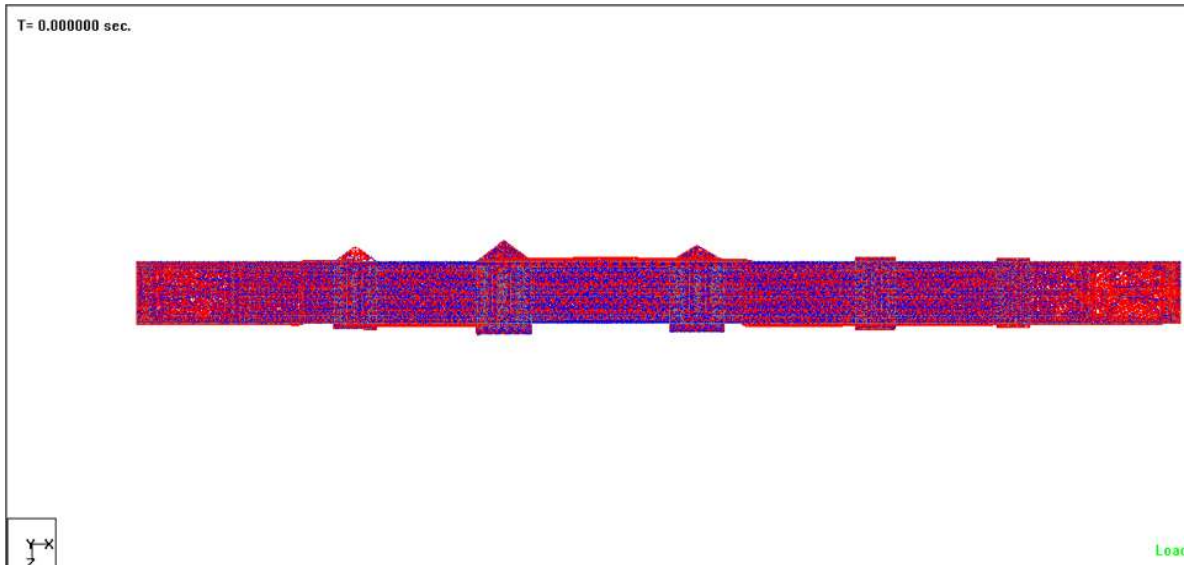


Fig. 5.5-28. Desplazamientos en el sentido transversal del puente.

5.5.2.4 Registro 21103

En las tablas 5.5-15 y 5.5-16 se muestran los desplazamientos y los esfuerzos principales respectivamente para este registro.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Sismo	10775	Max X	34.048	0.328	-0.143
Peso Propio	5131	Min X	-6.036	-25.772	-1.181
Sismo	5450	Max Y	24.659	6.774	0.234
Peso Propio	9252	Min Y	-0.633	-49.873	-1.637
Peso propio + Sismo	10232	Max Z	24.289	-29.885	4.886
Peso propio + Sismo	9209	Min Z	30.403	-46.67	-3.123

Tabla 5.5-15. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Sismo	25768	Max S1	9.129	0.644	0.238
Peso propio + Sismo	22473	Max S2	-4.351	-5.275	-22.026
Peso propio + Sismo	22473	Max S3	-4.351	-5.275	-22.026

Tabla 5.5-16. Esfuerzos principales máximos.

Las figuras 5.5-29 a 5.5-31 muestran la distribución de los esfuerzos que se obtuvieron tanto a compresión como a tensión para el modelo con el registro mencionado.

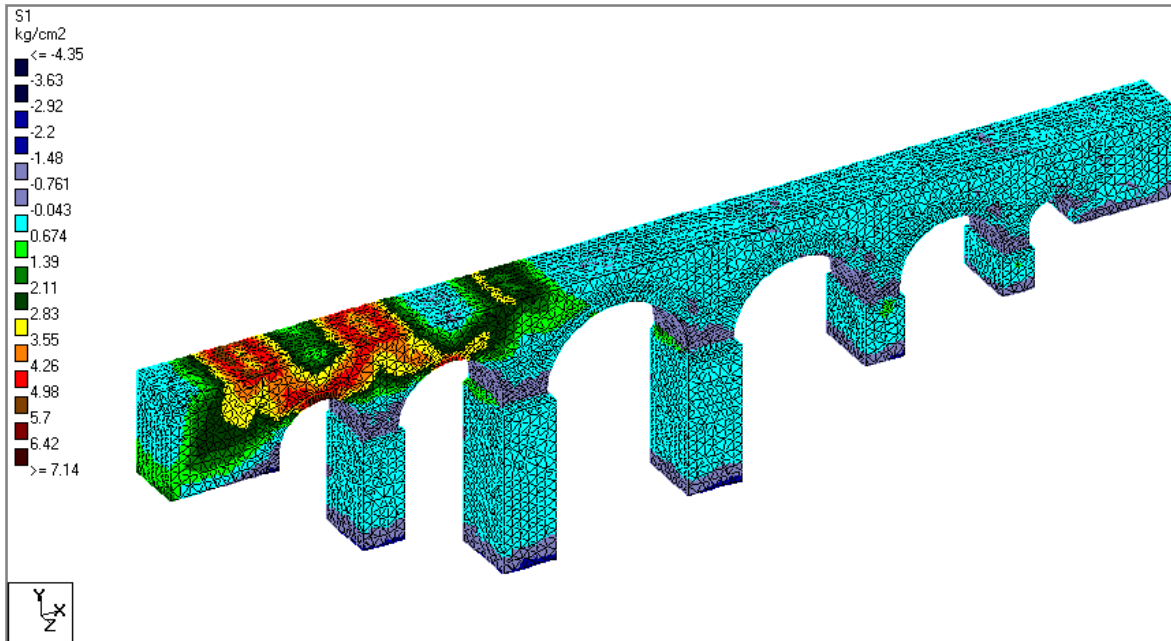


Fig. 5.5-29. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

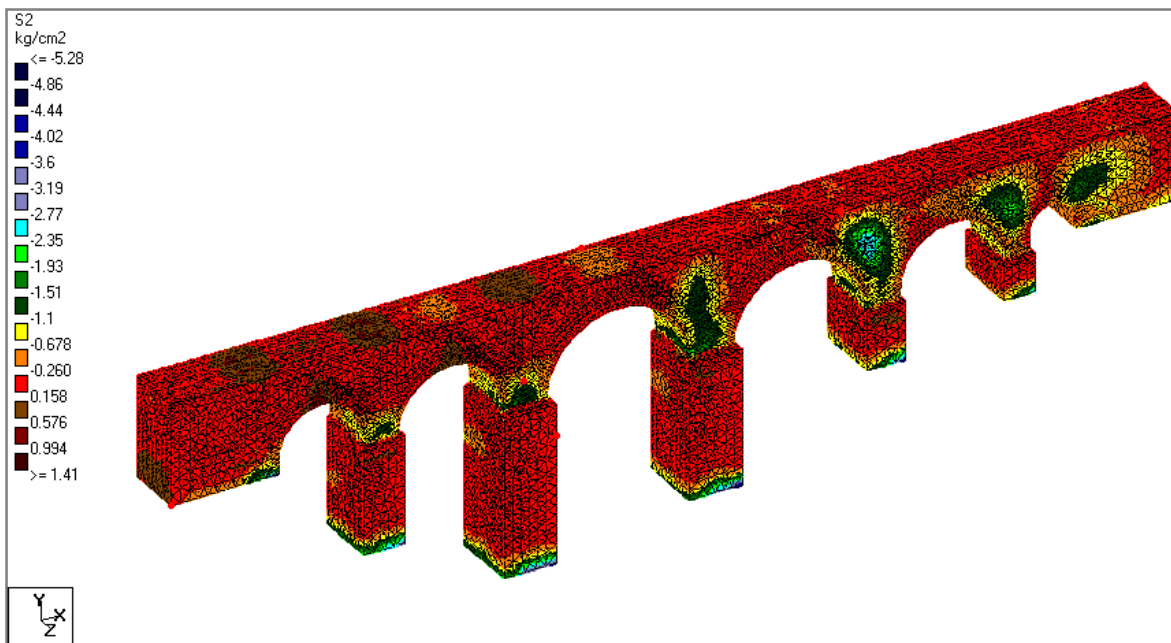


Fig. 5.5-30. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S2.

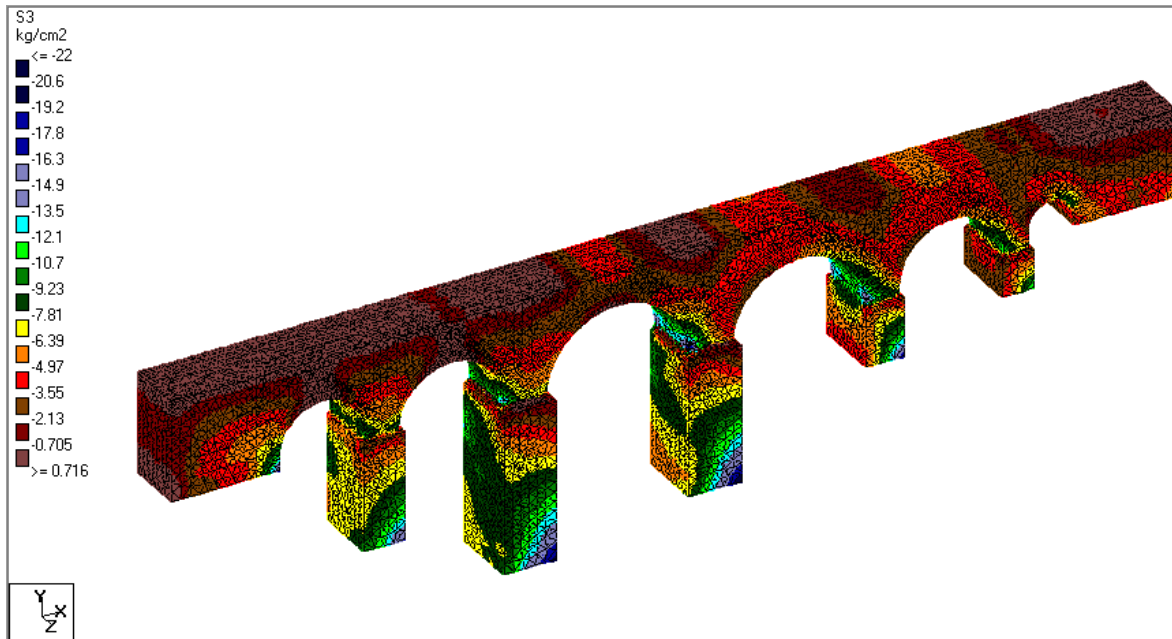


Fig. 5.5-31. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S3.

En la figura 5.5-32 se observan los desplazamientos del modelo en el sentido longitudinal del mismo.

T= 0.000000 sec.

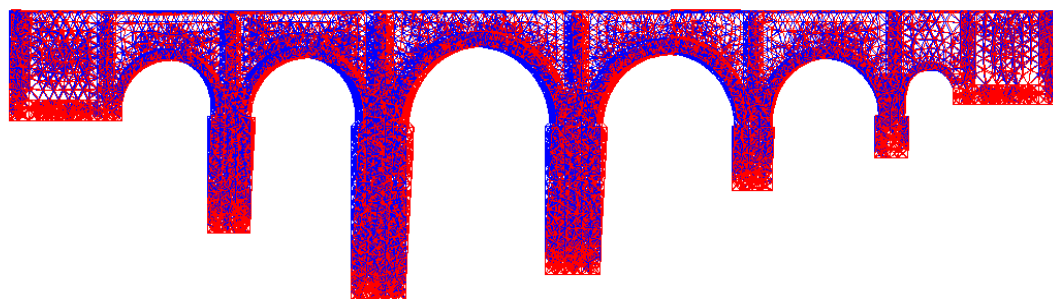


Fig. 5.5-32. Desplazamientos en el sentido longitudinal del puente.

En las tablas 5.5-9 y 5.5-10 se muestran los desplazamientos máximos y mínimos así como los esfuerzos principales máximos, respectivamente con un fenómeno sísmico en el sentido transversal.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Peso Propio	13421	Max X	19.693	-14.677	-92.705
Peso Propio	5246	Min X	-20.126	-11.154	-88.116
Sismo	9066	Max Y	2.558	27.891	-188.309
Peso Propio	9223	Min Y	0.442	-79.599	-180.365
Sismo	12440	Max Z	8.948	-15.221	132.514
Peso Propio	9163	Min Z	-2.142	-54.141	-191.836

Tabla 5.5-17. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Sismo	22469	Max S1	17.663	4.145	3.061
Peso Propio	12792	Max S2	-4.928	-7.251	-31.421
Peso Propio	12792	Max S3	-4.928	-7.251	-31.421

Tabla 5.5-18. Esfuerzos principales máximos.

De la figura 5.5-33 a la figura 5.5-35 se muestra la distribución de los esfuerzos que se obtuvieron en los análisis correspondientes para un fenómeno sísmico en el sentido transversal.

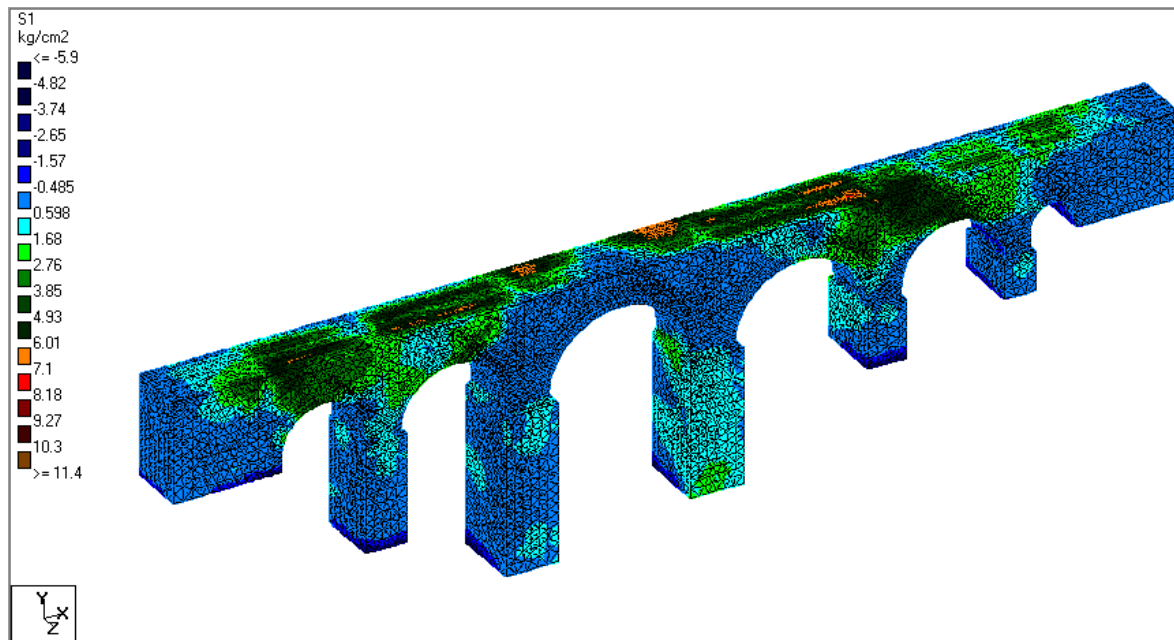


Fig. 5.5-33. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

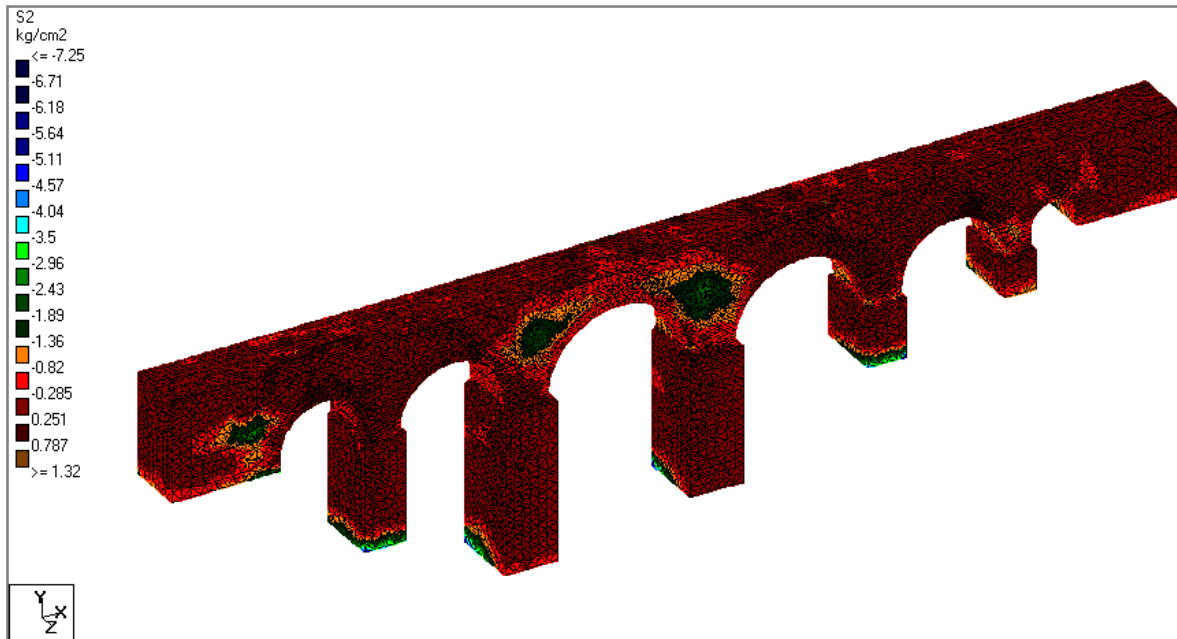


Fig. 5.5-34. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S2.

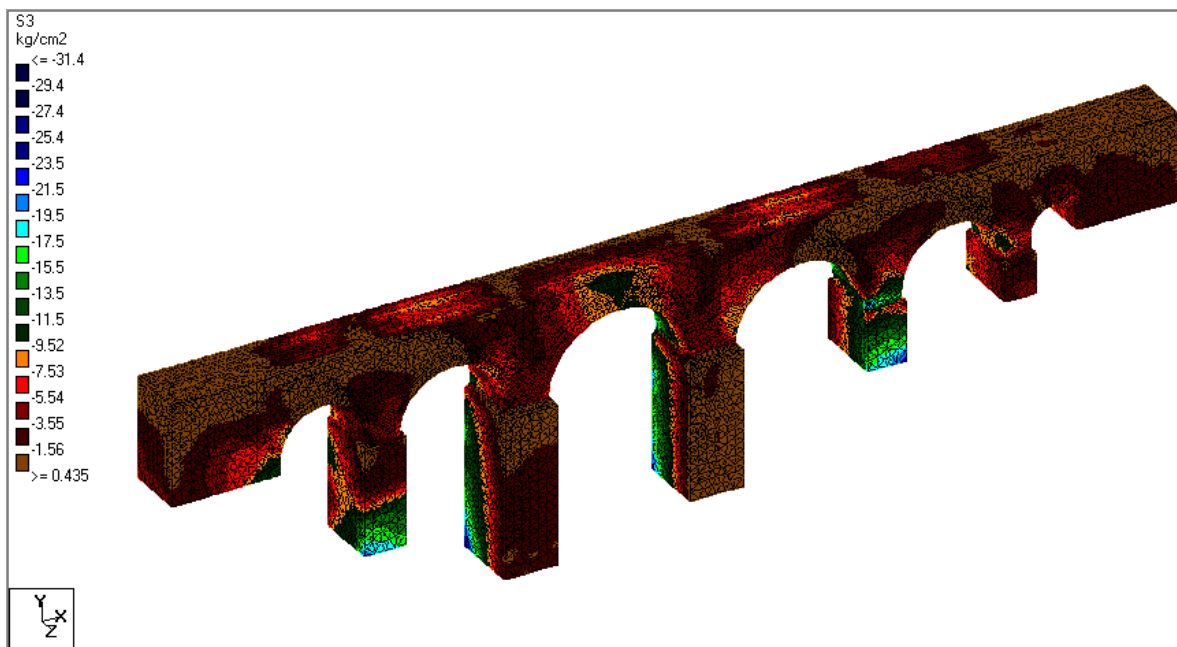


Fig. 5.5-35. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S3.

En la siguiente figura 5.5-36 se observa los desplazamientos en el sentido transversal del puente.

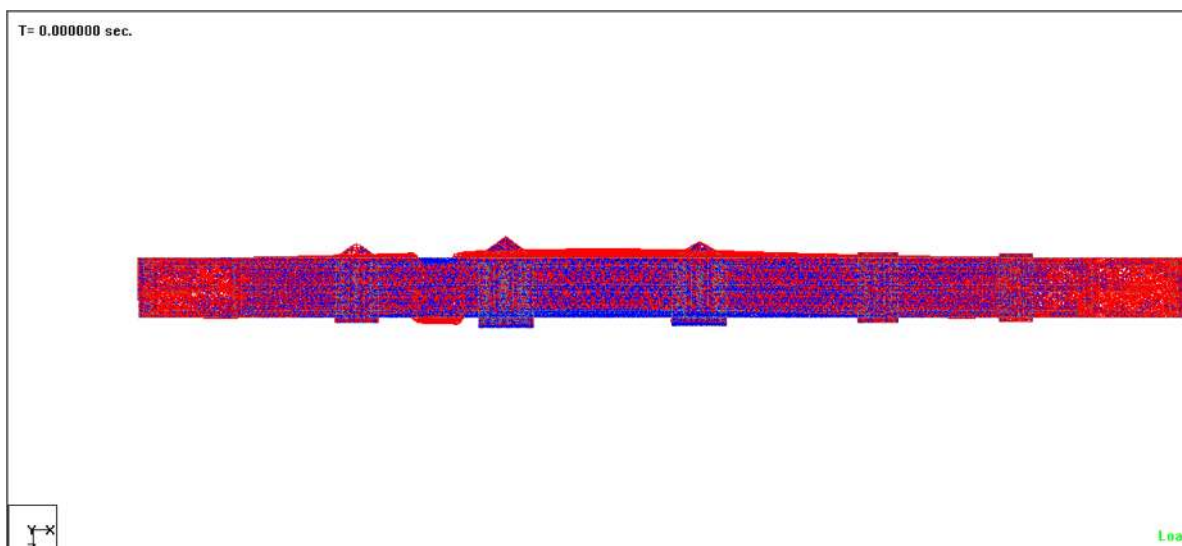


Fig. 5.5-36. Desplazamientos en el sentido transversal del puente.

5.5.2.5. Registro CU110197

En las tablas 5.5-19 y 5.5-20 mostrarán los desplazamientos y los esfuerzos principales respectivamente para este registro.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Sismo	5618	Max X	46.67	-10.616	0.319
Peso propio + Sismo	10124	Min X	-67.658	-34.536	1.861
Sismo	15682	Max Y	-28.661	13.724	0.515
Peso propio + Sismo	9214	Min Y	-58.186	-55.916	-2.366
Peso propio + Sismo	10232	Max Z	-55.376	-16.167	5.398
Peso propio + Sismo	9209	Min Z	-58.233	-55.487	-3.448

Tabla 5.5-19. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Sismo	25768	Max S1	10.416	0.745	0.262
Peso propio + Sismo	22473	Max S2	-4.49	-5.463	-22.823
Peso propio + Sismo	22473	Max S3	-4.49	-5.463	-22.823

Tabla 5.5-20. Esfuerzos principales máximos.

En las figuras 5.5-37 a 5.5-39 se muestra la distribución de los esfuerzos para cada eje local de la estructura.

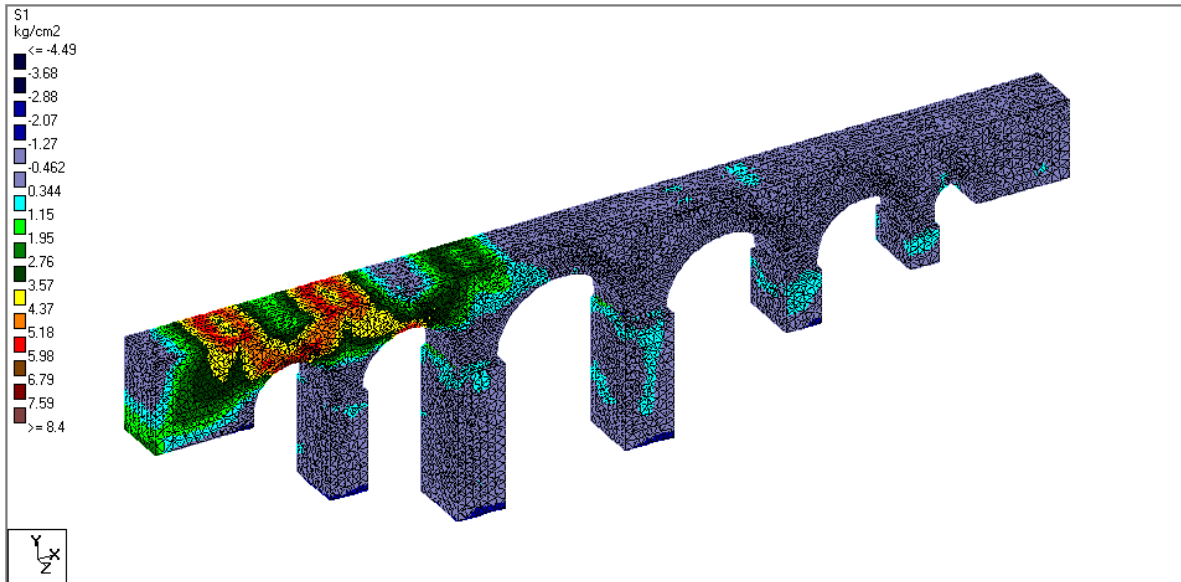


Fig. 5.5-37. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

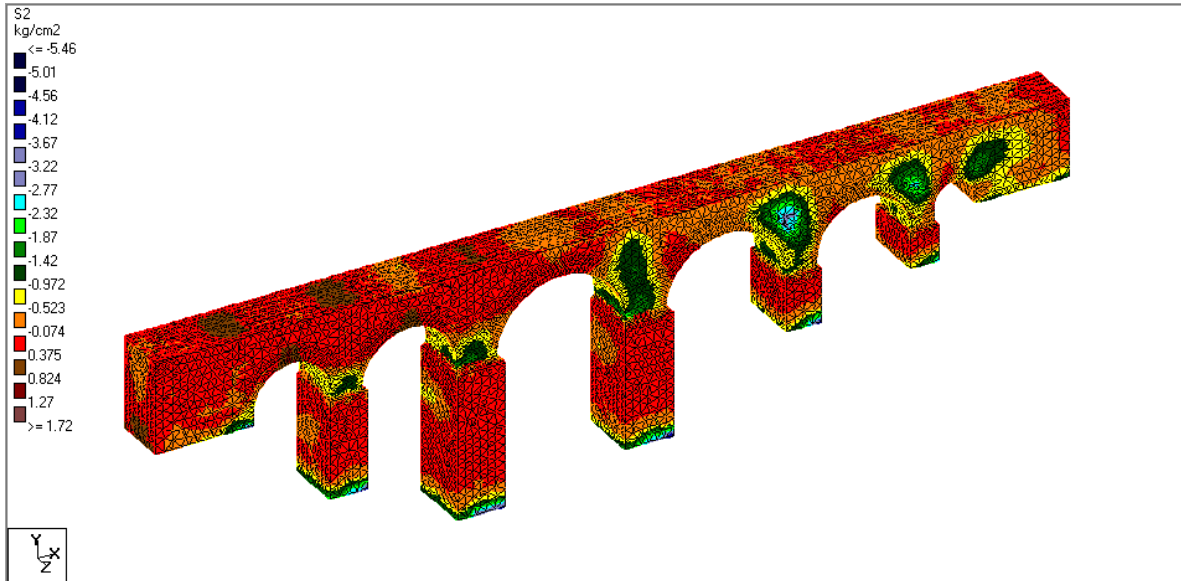


Fig. 5.5-38. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S2.

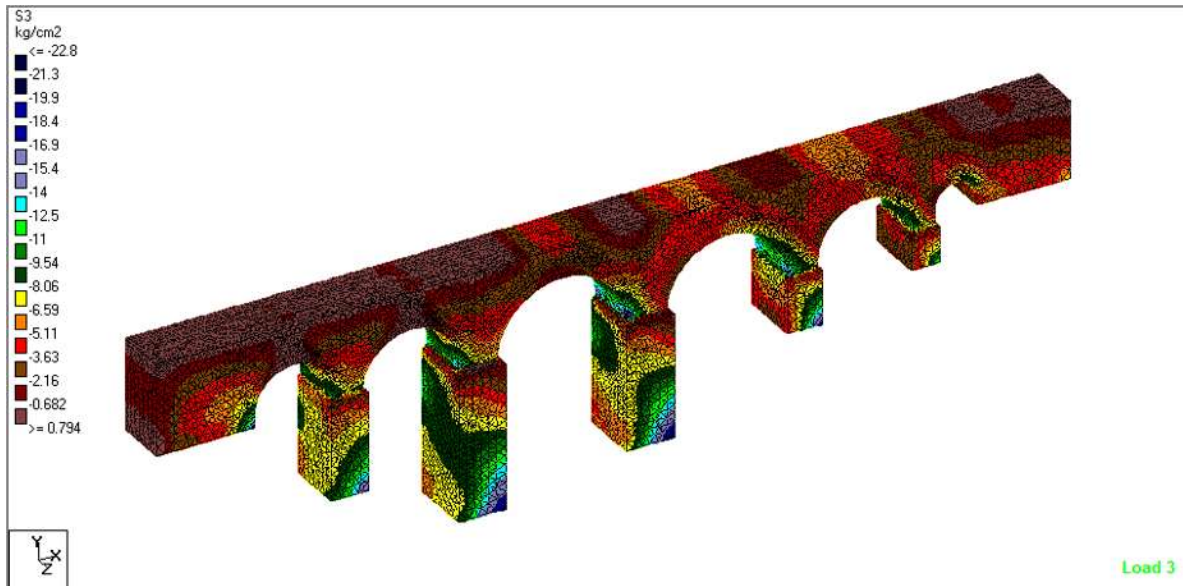


Fig. 5.5-39.. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S3.

En la imagen 5.5-40 se muestra la manera en que se desplaza el modelo en el sentido longitudinal.

T= 0.000000 sec.

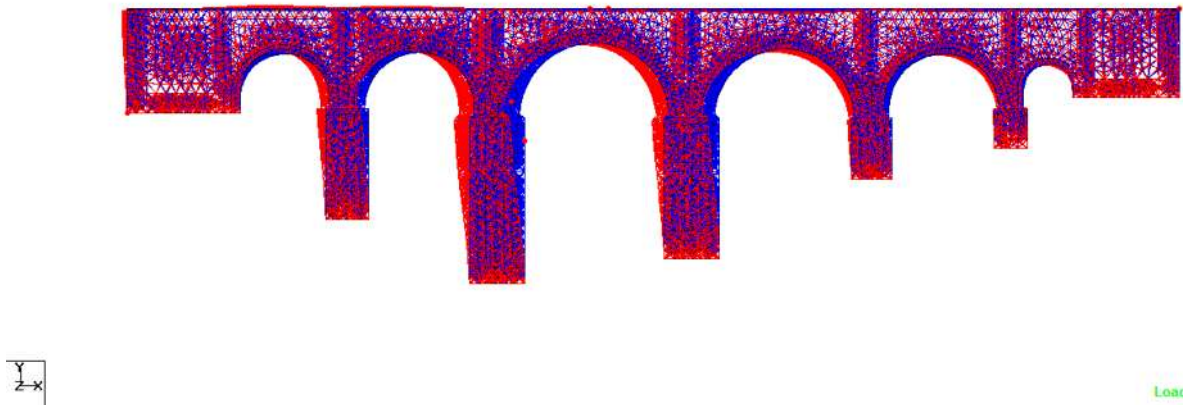


Fig. 5.5-40. Desplazamientos en el sentido longitudinal del puente.

En las tablas 5.5-21 y 5.5-22 se muestran los desplazamientos máximos y mínimos, y los esfuerzos principales en el modelo con el mismo registro sísmico pero en el sentido transversal del modelo.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Peso propio + Sismo	13803	Max X	24.111	-4.912	-118.296
Peso propio + Sismo	13499	Min X	-22.764	-49.454	-84.779
Sismo	9156	Max Y	-2.839	36.135	-235.124
Peso propio + Sismo	9223	Min Y	1.114	-89.014	-223.93
Sismo	8650	Max Z	-2.677	-12.098	172.546
Peso propio + Sismo	9243	Min Z	-0.346	-55.742	-238.737

Tabla 5.5-21. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Sismo	47294	Max S1	8.657	0.826	0.609
Peso propio + Sismo	18426	Max S2	-4.625	-5.697	-23.862
Peso propio + Sismo	18426	Max S3	-4.625	-5.697	-23.862

Tabla 5.5-22. Esfuerzos principales máximos.

A continuación se muestran las figuras 5.5-41 a 5.5-43 los modelos mostrando la distribución de los esfuerzos que se obtuvieron tanto a compresión como a tensión.

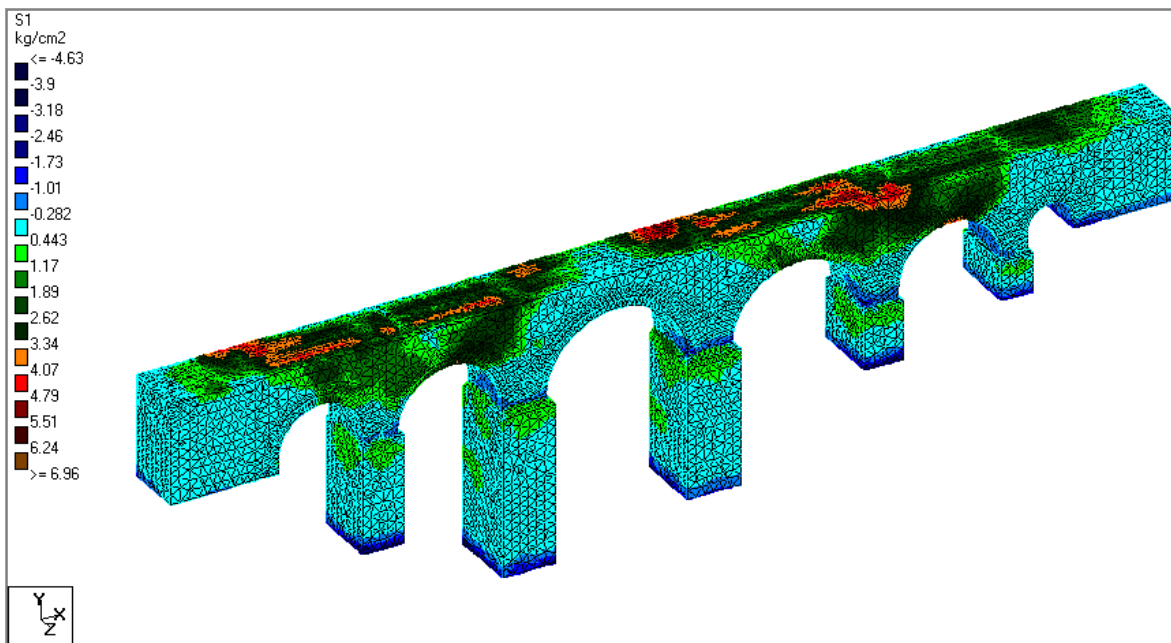


Fig. 5.5-41. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

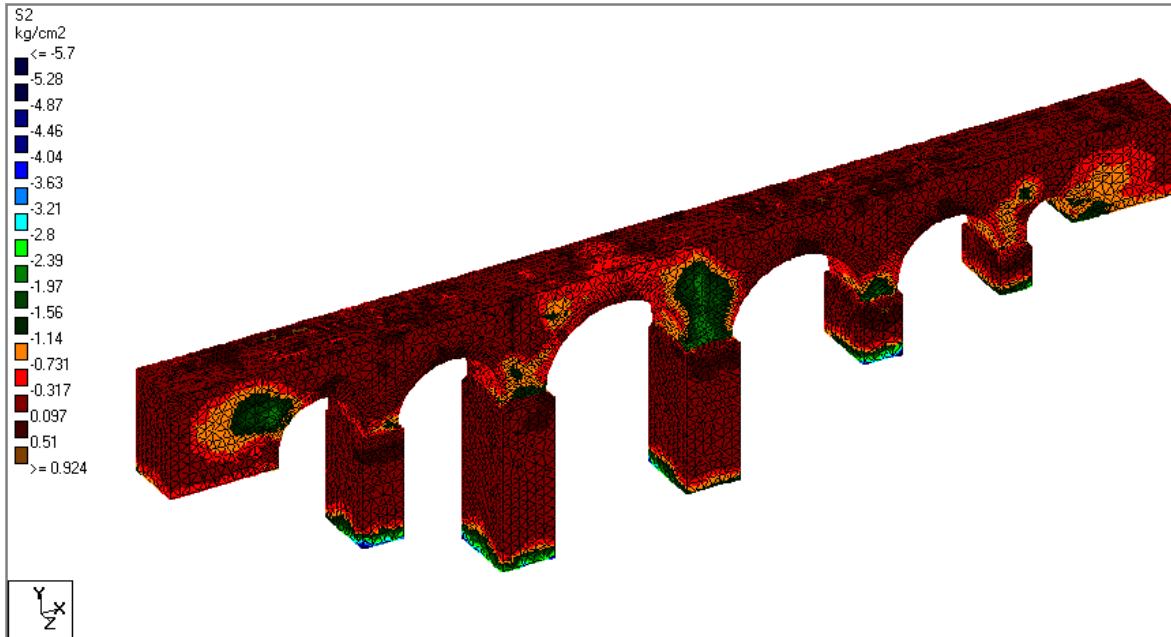


Fig. 5.5-42. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S2.

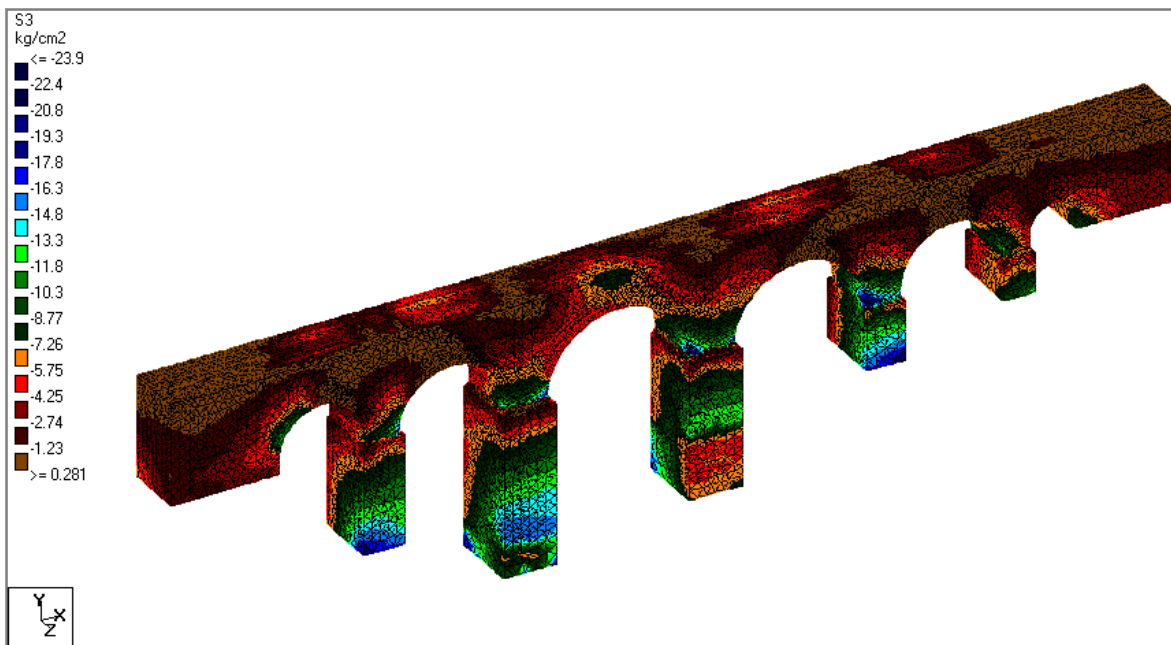


Fig. 5.5-43. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S3.

En la figura 5.5-44 se muestran los desplazamientos en el sentido transversal, siendo los más críticos debido al sentido en que se introdujo el registro sísmico.

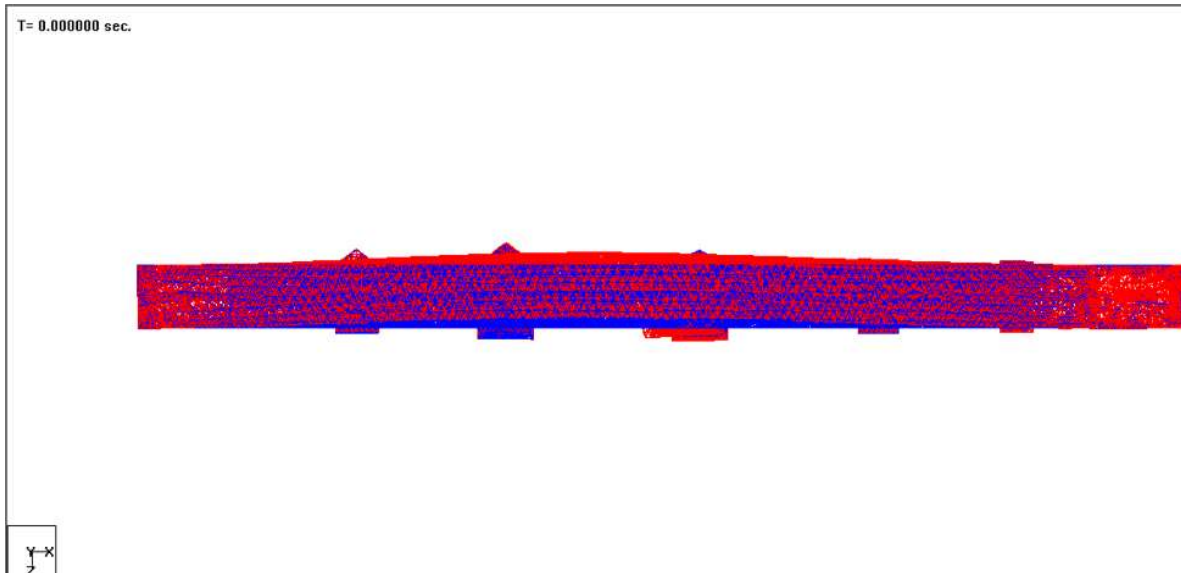


Fig. 5.5-44. Desplazamientos en el sentido transversal del puente

5.5.2.6. Registro 25498

En las tablas 5.5-23 y 5.5-24 se muestran los desplazamientos y los esfuerzos principales respectivamente para este registro.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Sismo	9563	Max X	9.536	1.047	-0.074
Peso propio + Sismo	10106	Min X	-15.309	-30.218	2.102
Sismo	15680	Max Y	-4.707	2.293	-0.079
Peso Propio	9252	Min Y	-0.633	-49.873	-1.637
Peso propio + Sismo	10232	Max Z	-11.956	-23.553	4.572
Peso Propio	9209	Min Z	-1.259	-49.47	-2.773

Tabla 5.5-23. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Peso propio + Sismo	9264	Max S1	-3.322	-3.568	-15.414
Peso propio + Sismo	12079	Max S2	-2.532	-3.863	-16.743
Peso propio + Sismo	12079	Max S3	-2.532	-3.863	-16.743

Tabla 5.5-24. Esfuerzos principales máximos.

Las figuras 5.5-45 a 5.5-47 muestran la distribución de los esfuerzos que se obtuvieron tanto a compresión como a tensión para el modelo con el registro mencionado.

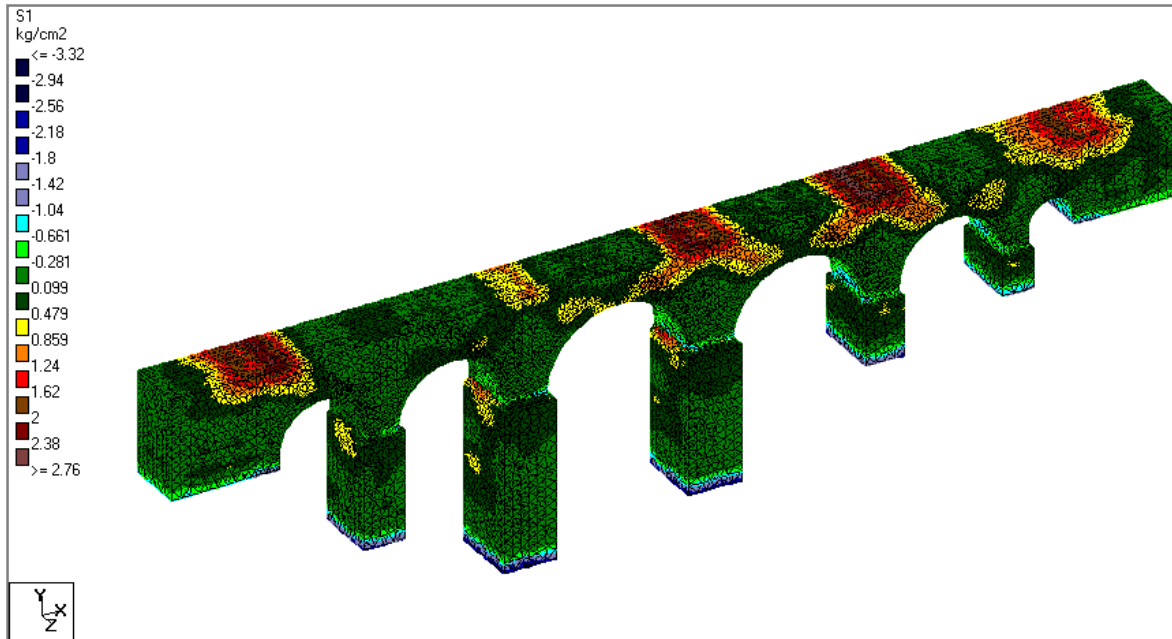


Fig. 5.5-45. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

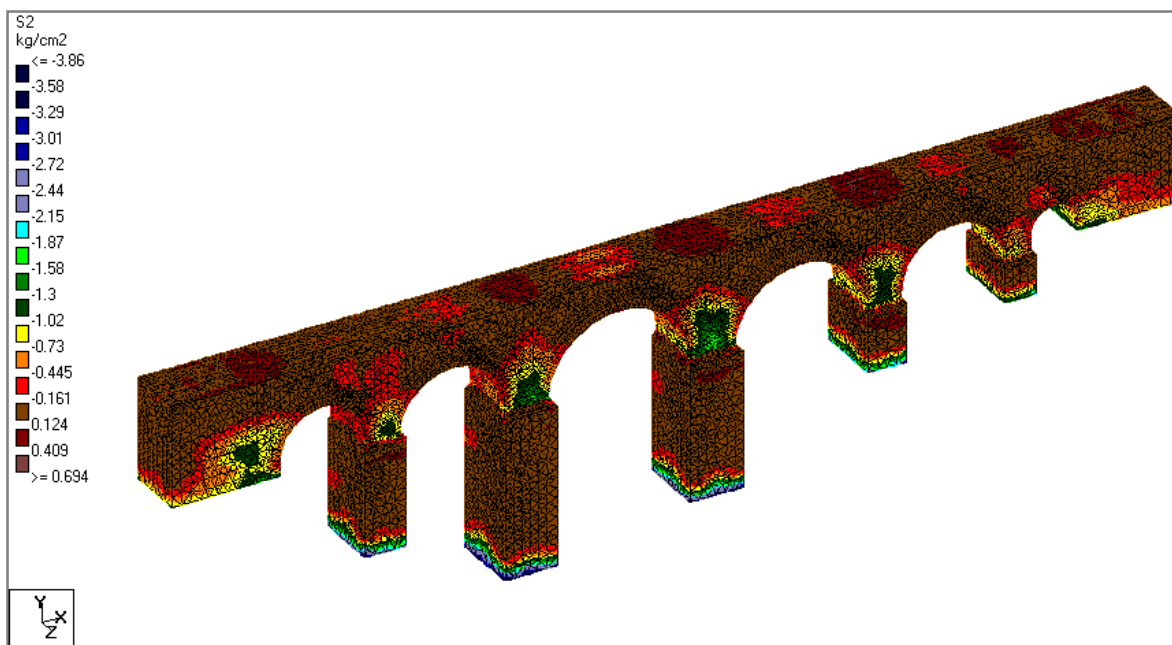


Fig. 5.5-46. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S2.

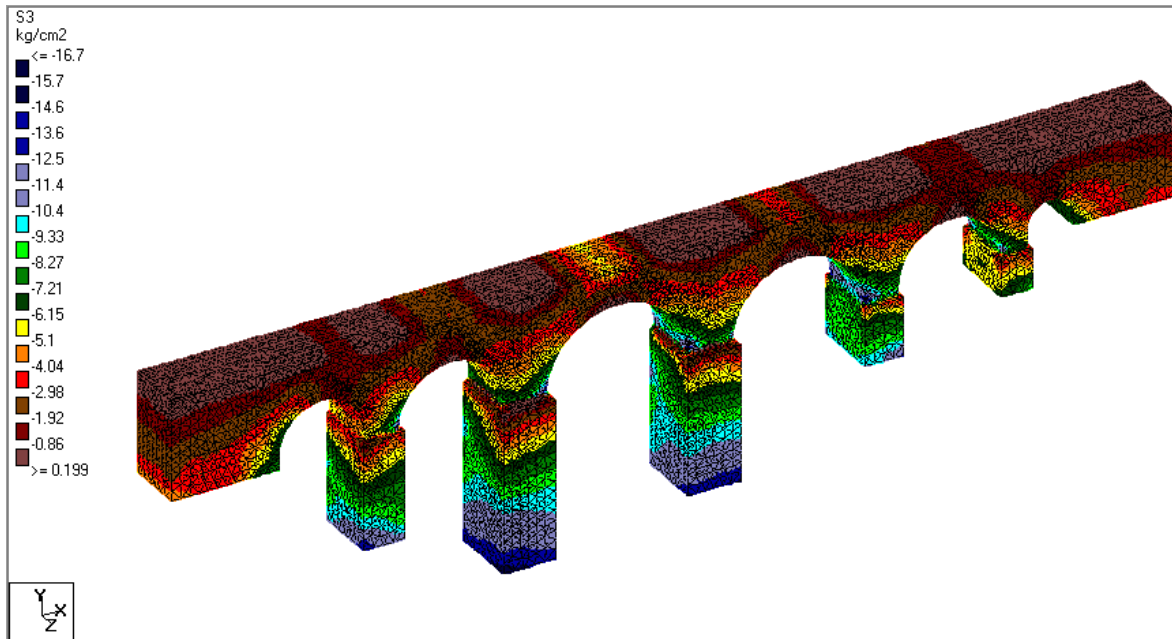


Fig. 5.5-47. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S3.

En la figura 5.5-48 observamos los desplazamientos del modelo en el sentido longitudinal del mismo.

T= 0.000000 sec.

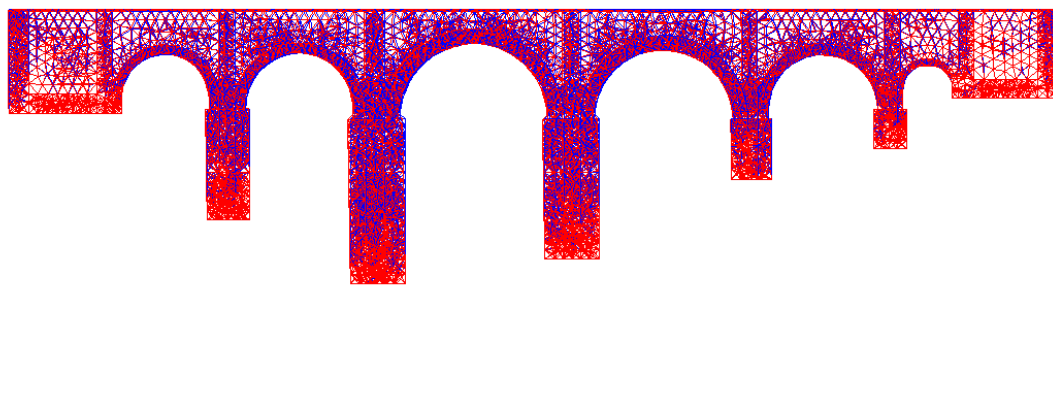


Fig. 5.5-48. Desplazamientos en el sentido longitudinal del puente.

En las tablas 5.5-25 y 5.5-26 se muestran los desplazamientos máximos y mínimos así como los esfuerzos principales máximos, respectivamente con un fenómeno sísmico en el sentido transversal.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Peso propio + Sismo	15302	Max X	6.634	-17.953	-8.473
Peso propio + Sismo	5246	Min X	-7.057	-25.497	-8.622
Peso Propio	9231	Max Y	0.524	2.383	-10.675
Peso propio + Sismo	9252	Min Y	-1.346	-52.62	-11.549
Peso Propio	4325	Max Z	-0.308	0.318	7.697
Peso propio + Sismo	9036	Min Z	-3.529	-50.668	-13.583

Tabla 5.5-25. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Peso Propio	9264	Max S1	-3.285	-3.522	-15.214
Peso Propio	12079	Max S2	-2.509	-3.822	-16.559
Peso Propio	12079	Max S3	-2.509	-3.822	-16.559

Tabla 5.5-26. Esfuerzos principales máximos.

De la figura 5.5-49 a la figura 5.5-51 se muestra la distribución de los esfuerzos que se obtuvieron en los análisis correspondientes para un fenómeno sísmico en el sentido transversal.

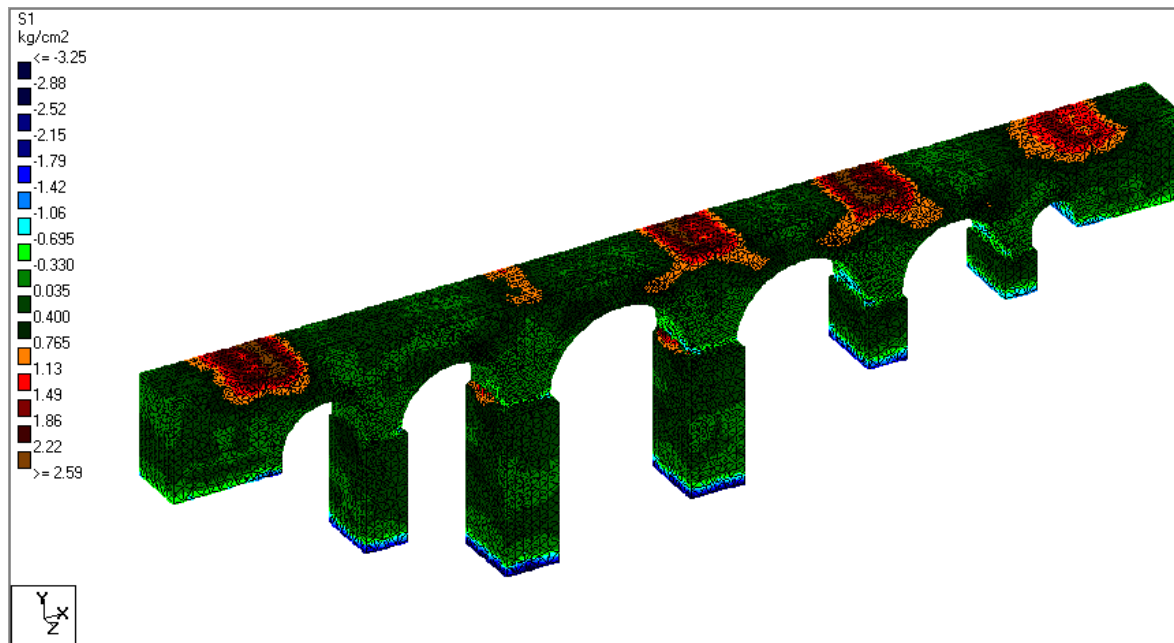


Fig. 5.5-49. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

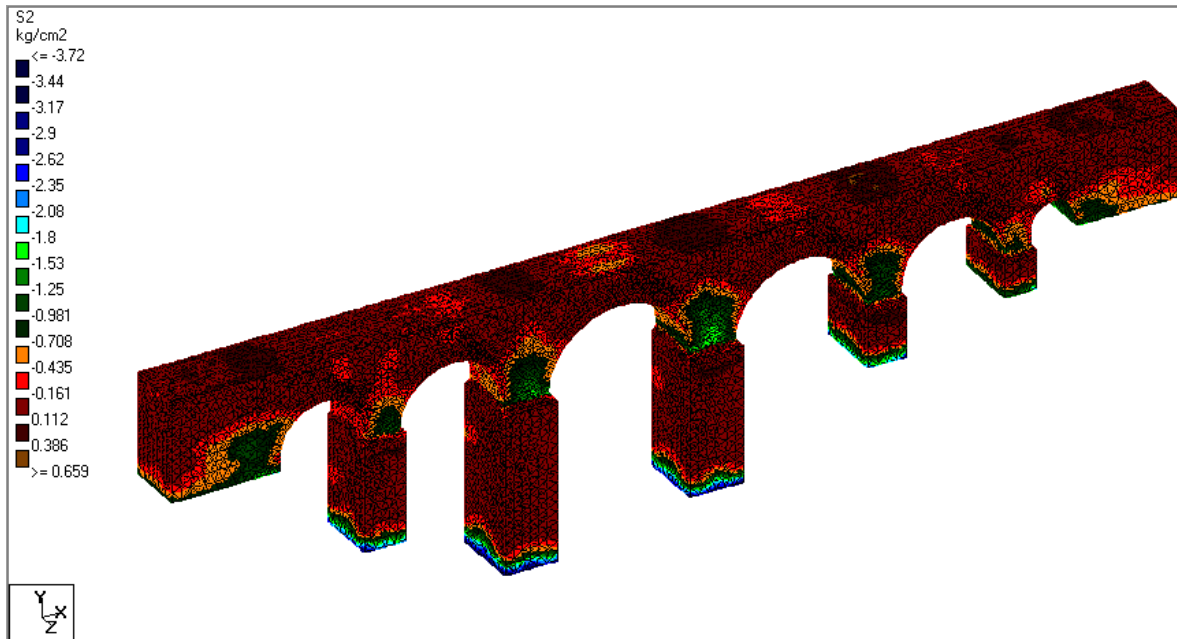


Fig. 5.5-50. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S2.

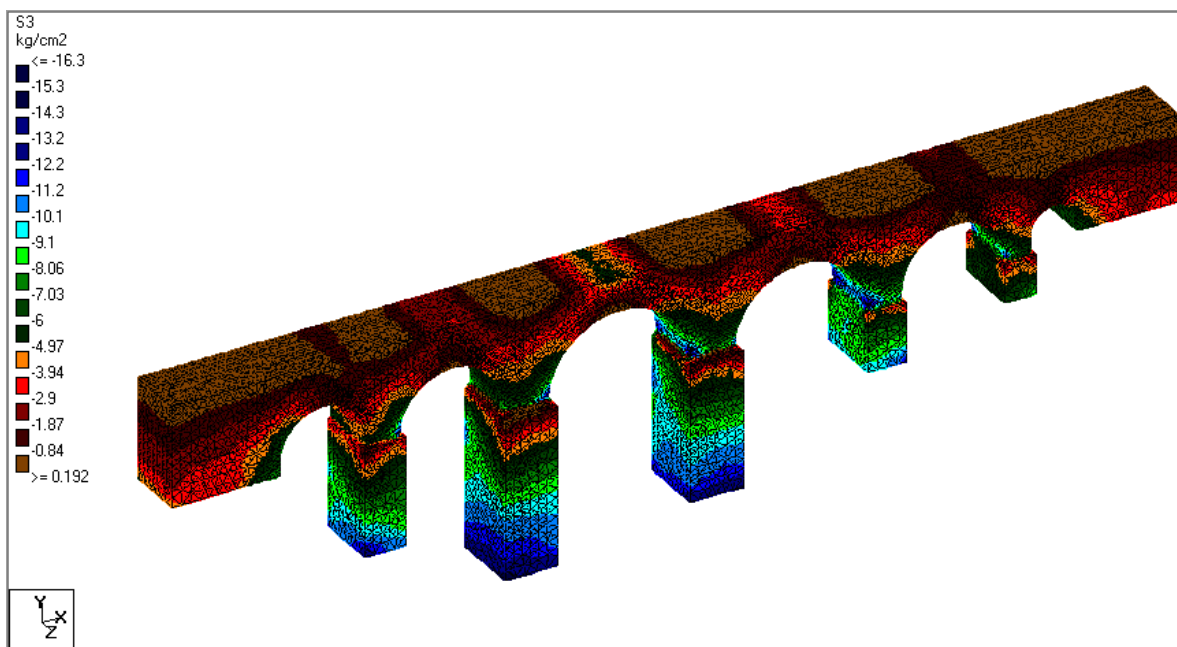
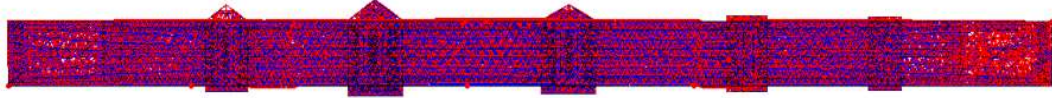


Fig. 5.5-51. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S3.

En la siguiente figura 5.5-52 se observa los desplazamientos en el sentido transversal del puente.

T= 0.000000 sec.



Load

Fig. 5.5-52. Desplazamientos en el sentido transversal del puente.

5.5.2.7 Registro UV200498

En las tablas 5.5-27 y 5.5-28 mostrarán los desplazamientos y los esfuerzos principales respectivamente para este registro.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Sismo	11061	Max X	67.005	-0.711	-0.183
Peso propio + Sismo	10554	Min X	-70.893	-32.743	1.425
Sismo	15682	Max Y	-30.739	14.705	-0.508
Peso propio + Sismo	9439	Min Y	-64.477	-52.53	-0.577
Peso propio + Sismo	11697	Max Z	50.496	-29.857	4.551
Peso propio + Sismo	6110	Min Z	-55.637	-37.367	-3.456

Tabla 5.5-27. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Sismo	25605	Max S1	19.312	4.514	3.26
Peso propio + Sismo	22469	Max S2	-6.287	-7.422	-30.824
Peso propio + Sismo	22469	Max S3	-6.287	-7.422	-30.824

Tabla 5.5-28. Esfuerzos principales máximos.

En las figuras 5.5-53 a 5.5-55 se muestra la distribución de los esfuerzos para cada eje local de la estructura.

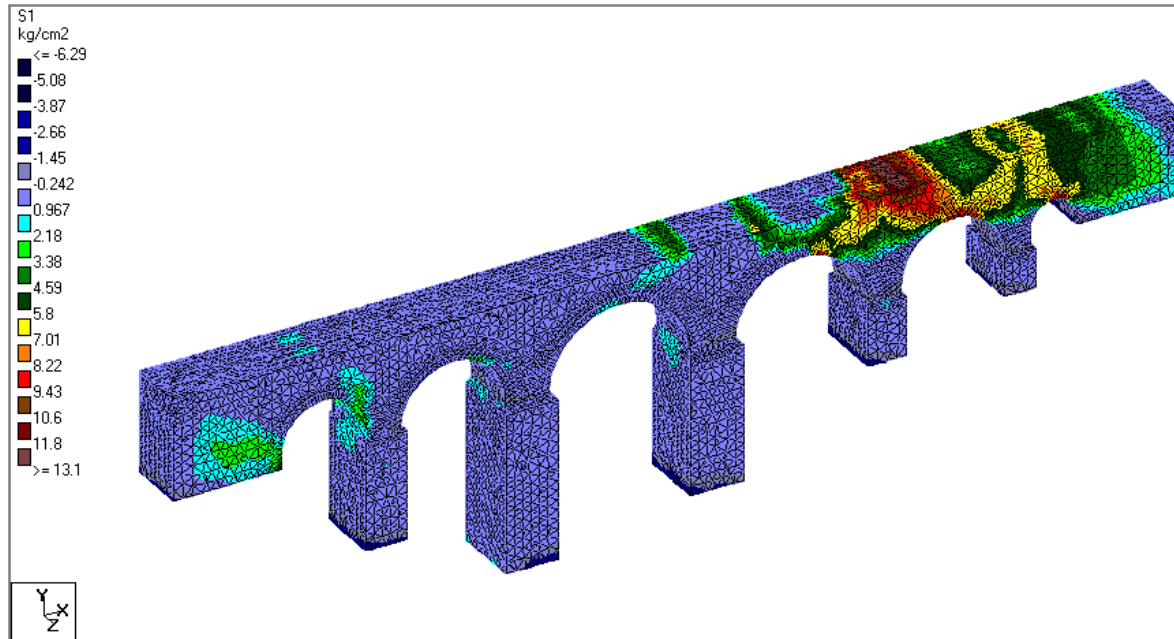


Fig. 5.5-53. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

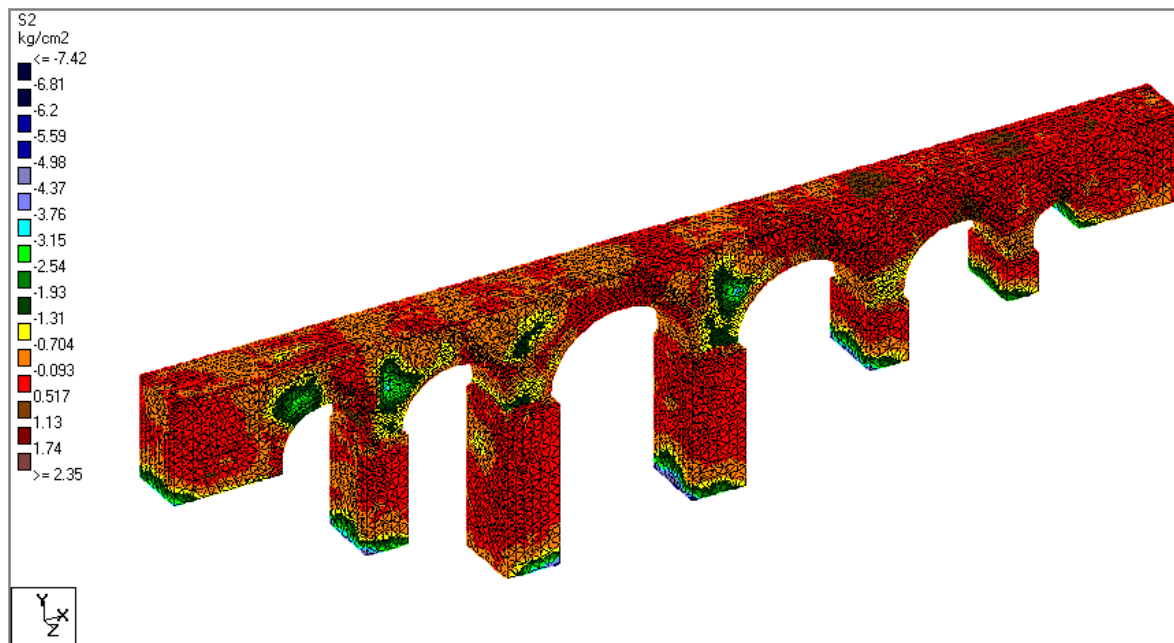


Fig. 5.5-54. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S2.

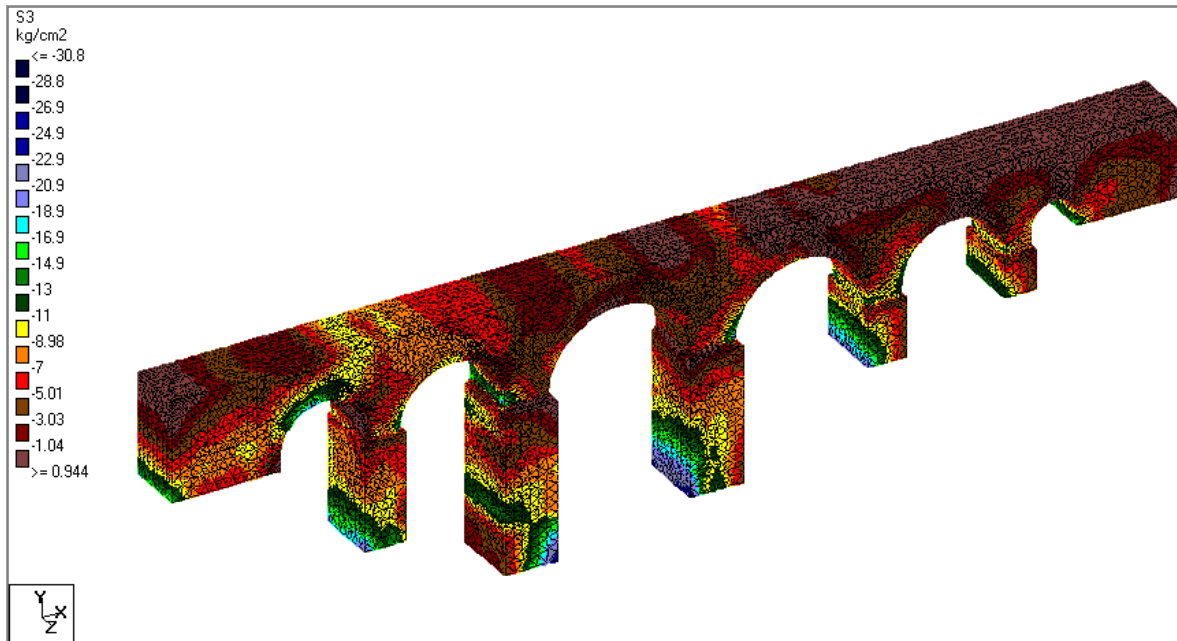


Fig. 5.5-55. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S3.

En la imagen 5.5-56 se muestra la manera en que se desplaza el modelo en el sentido longitudinal.

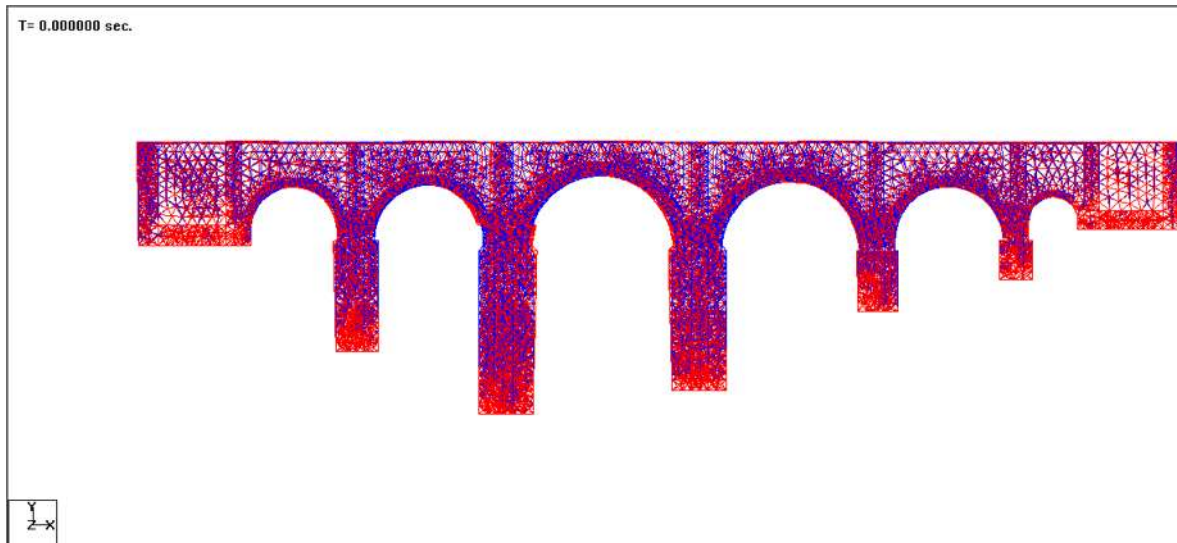


Fig. 5.5-56. Desplazamientos en el sentido longitudinal del puente.

En las tablas 5.5-29 y 5.5-30 se mostrarán los desplazamientos máximos y mínimos, y los esfuerzos principales en el modelo con el mismo registro sísmico pero en el sentido transversal del modelo.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Peso propio + Sismo	13394	Max X	12.895	-36.405	-33.647
Peso propio + Sismo	5177	Min X	-14.324	-33.74	28.131
Sismo	9127	Max Y	1.642	16.935	97.727
Peso propio + Sismo	9237	Min Y	-3.157	-62.738	83.237
Sismo	9072	Max Z	-0.272	3.408	98.013
Peso propio + Sismo	13675	Min Z	10.291	-31.639	-34.204

Tabla 5.5-29. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Sismo	23157	Max S1	8.264	1.89	1.185
Combinación Peso propio + Sismo	22469	Max S2	-4.735	-5.597	-23.251
Combinación Peso propio + Sismo	22469	Max S3	-4.735	-5.597	-23.251

Tabla 5.5-30. Esfuerzos principales máximos.

A continuación se muestran las figuras 5.5-57 a 5.5-59 los modelos mostrando la distribución de los esfuerzos que se obtuvieron tanto a compresión como a tensión.

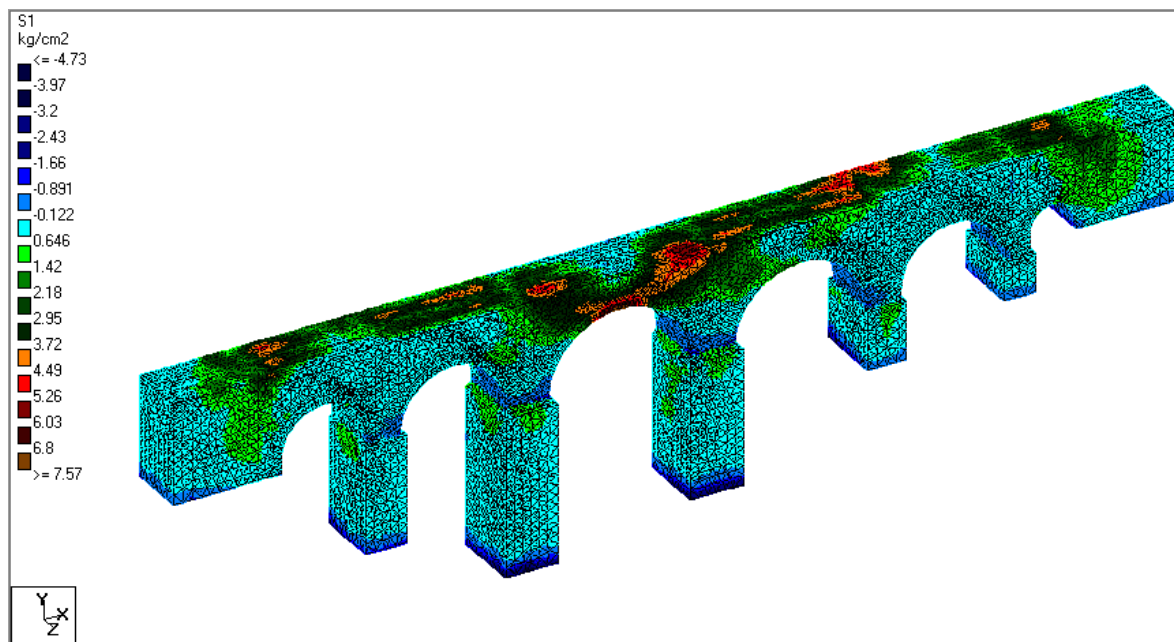


Fig. 5.5-57. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

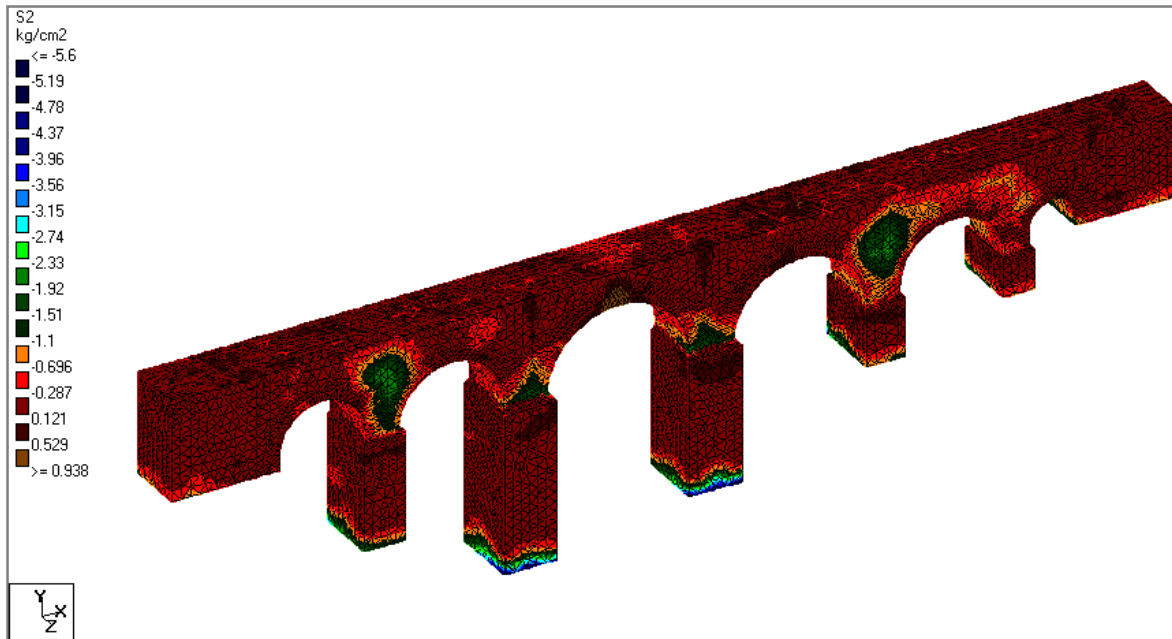


Fig. 5.5-58. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S2.

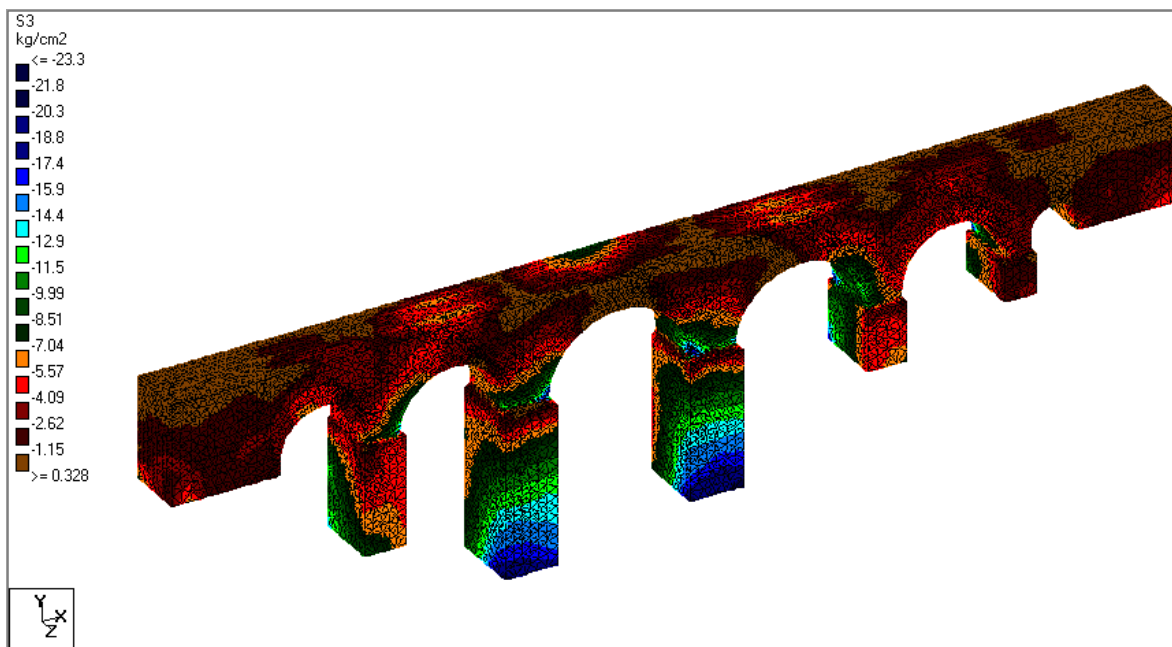


Fig. 5.5-59. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S3.

En la figura 5.5-60 se muestran los desplazamientos en el sentido transversal, siendo los más críticos debido al sentido en que se introdujo el registro sísmico.

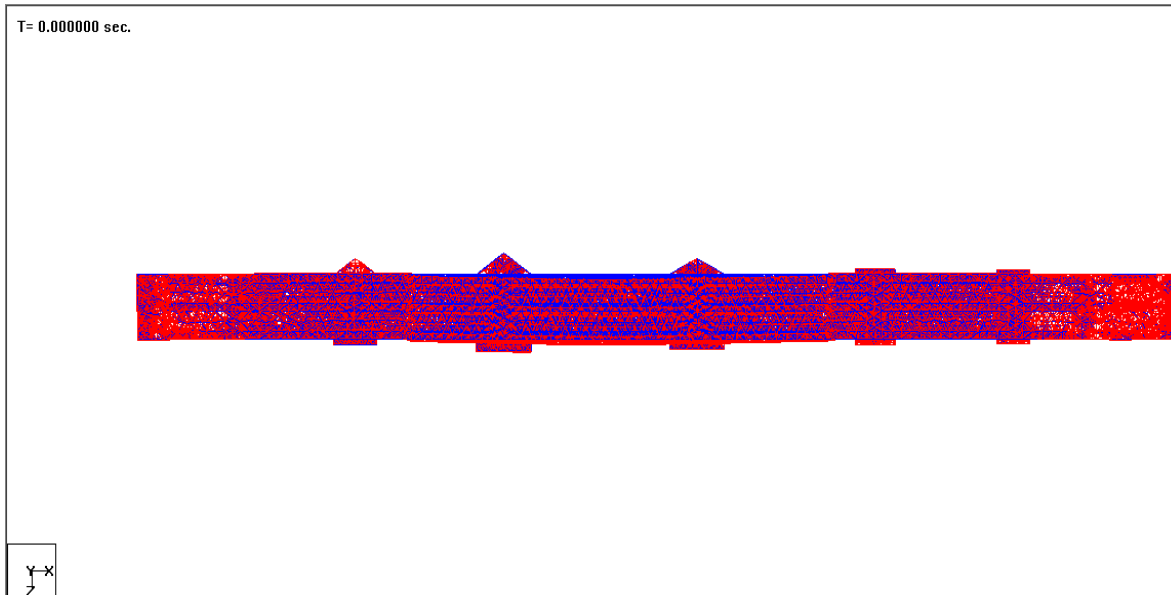


Fig. 5.5-60. Desplazamientos en el sentido transversal del puente.

5.5.2.8 Registro AC310393

En las tablas 5.5-31 y 5.5-32 se muestran los desplazamientos y los esfuerzos principales respectivamente para este registro.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Combinación Peso propio + Sismo	9755	Max X	15.944	-41.244	-1.911
Peso Propio	5131	Min X	-6.036	-25.772	-1.181
Sismo	5450	Max Y	10.57	3.57	-0.143
Combinación Peso propio + Sismo	9252	Min Y	13.087	-51.686	-1.456
Peso Propio	10232	Max Z	-3.187	-25.027	4.389
Peso Propio	9209	Min Z	-1.259	-49.47	-2.773

Tabla 5.5-31. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Sismo	22469	Max S1	3.89	0.898	0.6
Peso propio + Sismo	22473	Max S2	-3.654	-4.334	-18.014
Peso propio + Sismo	22375	Max S3	-2.586	-4.216	-18.52

Tabla 5.5-32. Esfuerzos principales máximos.

Las figuras 5.5-61 a 5.5-63 muestran la distribución de los esfuerzos que se obtuvieron tanto a compresión como a tensión para el modelo con el registro mencionado.

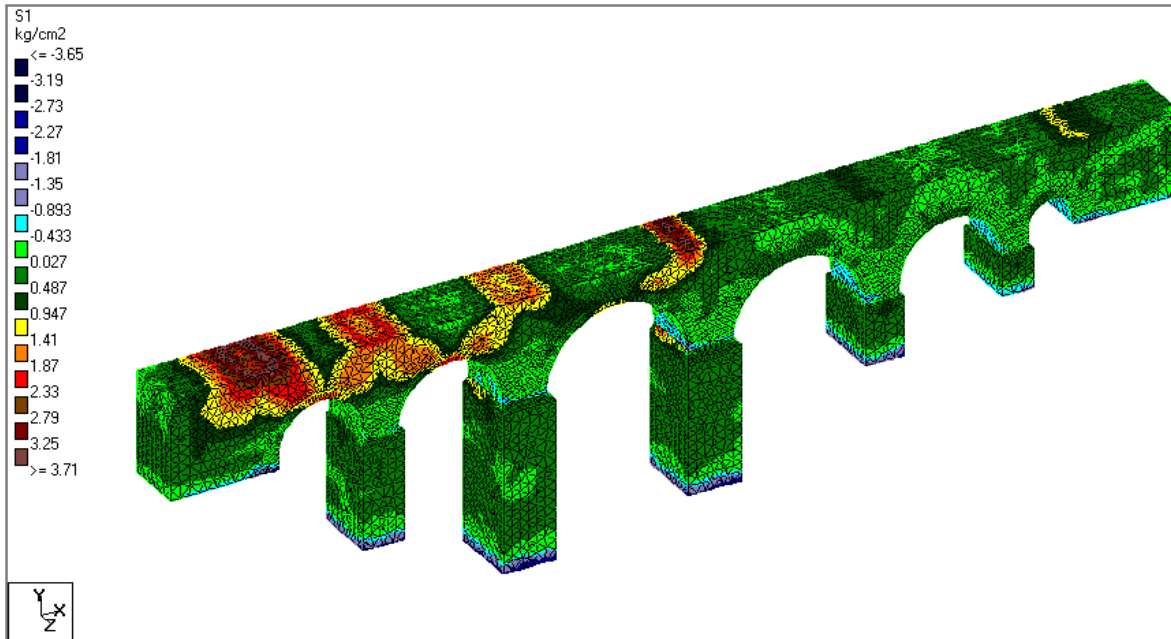


Fig. 5.5-61. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

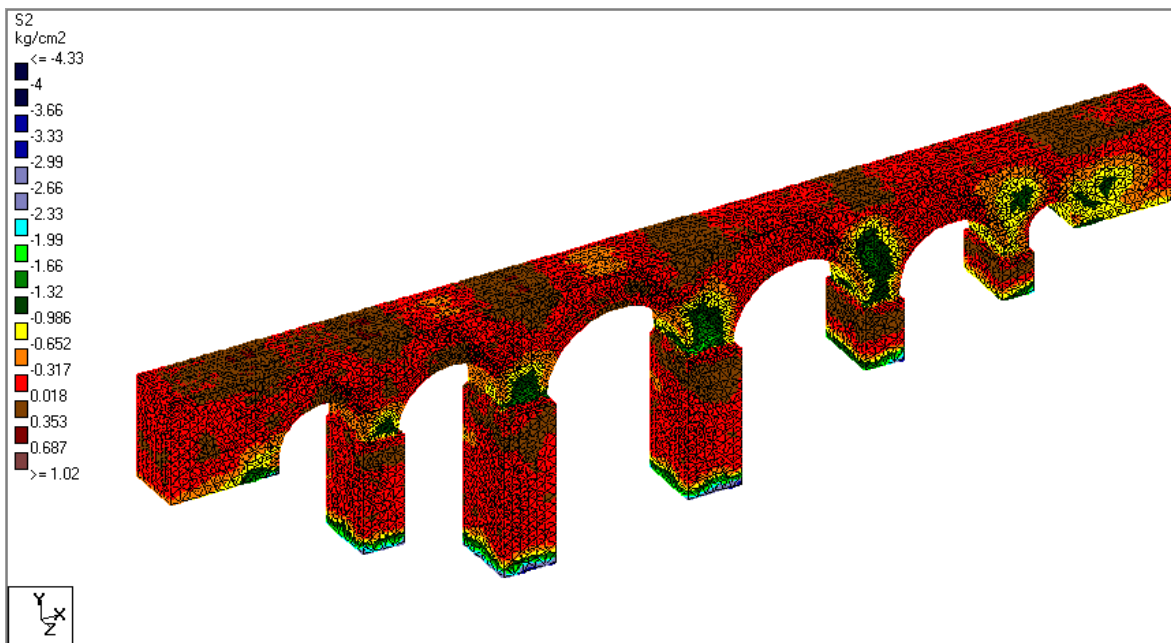


Fig. 5.5-62. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S2.

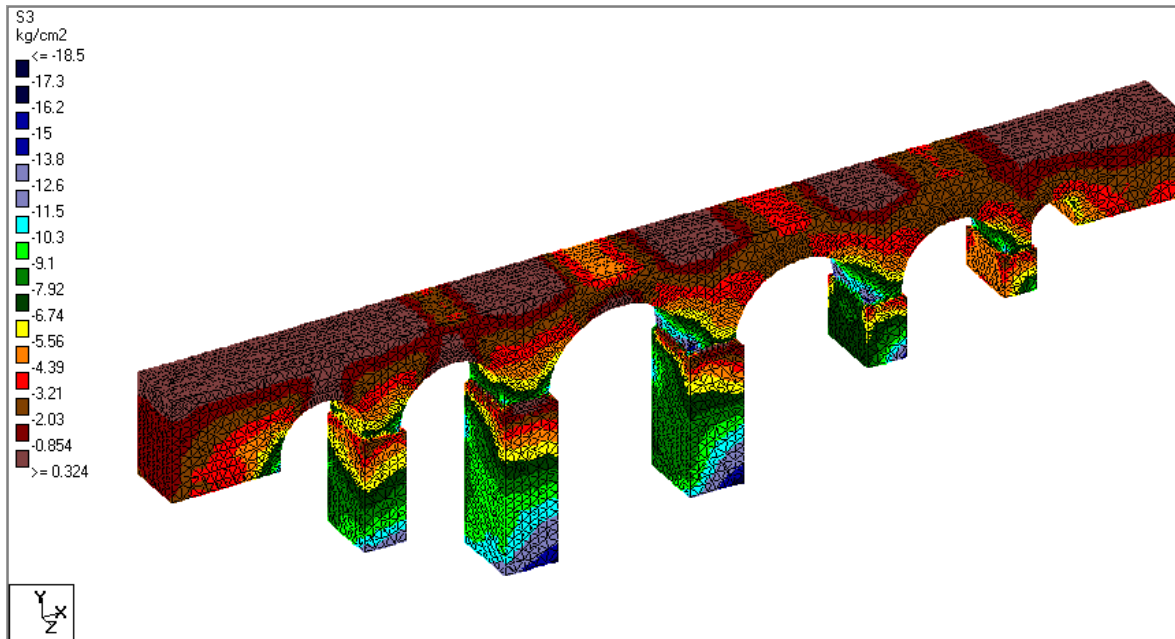


Fig. 5.5-63. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S3.

En la figura 5.5-64 observamos los desplazamientos del modelo en el sentido longitudinal del mismo.

T= 0.000000 sec.

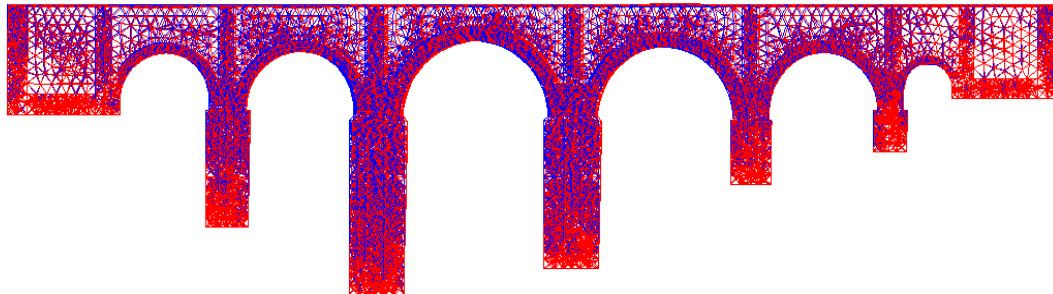


Fig. 5.5-64. Desplazamientos en el sentido longitudinal del puente.

En las tablas 5.5-33 y 5.5-34 se muestran los desplazamientos máximos y mínimos así como los esfuerzos principales máximos, respectivamente con un fenómeno sísmico en el sentido transversal.

Combinación de Carga	Nodo		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Peso propio + Sismo	15662	Max X	8.257	-17.028	10.071
Peso propio + Sismo	5246	Min X	-8.675	-23.267	16.861
Sismo	9156	Max Y	-0.867	5.264	-30.231
Peso propio + Sismo	9252	Min Y	0.61	-55.113	-27.551
Sismo	11533	Max Z	-1.273	-2.738	20.905
Peso propio + Sismo	9127	Min Z	-1.4	-54.275	-32.945

Tabla 5.5-33. Desplazamientos Máximos y Mínimos.

Combinación de Carga	Elemento		Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
			S1	S2	S3
Sismo	47359	Max S1	3.936	0.404	0.282
Peso propio + Sismo	22473	Max S2	-3.755	-4.186	-17.173
Peso propio + Sismo	47291	Max S3	-1.71	-1.863	-18.075

Tabla 5.5-34. Esfuerzos principales máximos.

De la figura 5.5-65 a la figura 5.5-67 se muestra la distribución de los esfuerzos que se obtuvieron en los análisis correspondientes para un fenómeno sísmico en el sentido transversal.

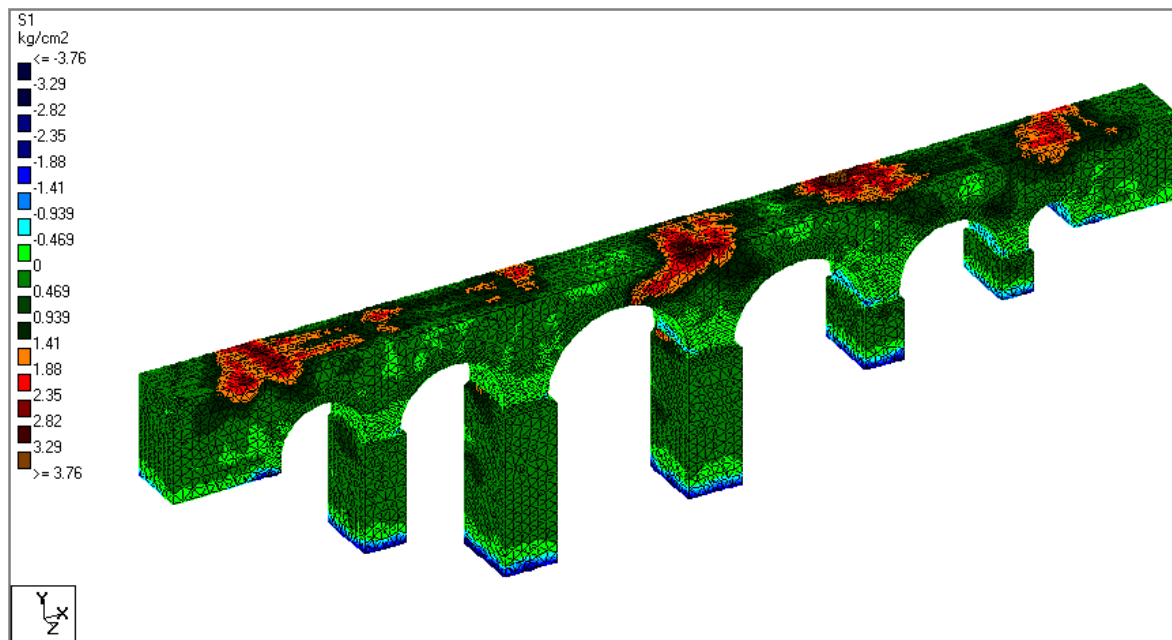


Fig. 5.5-65. Esfuerzos Principales en el sentido longitudinal S1.

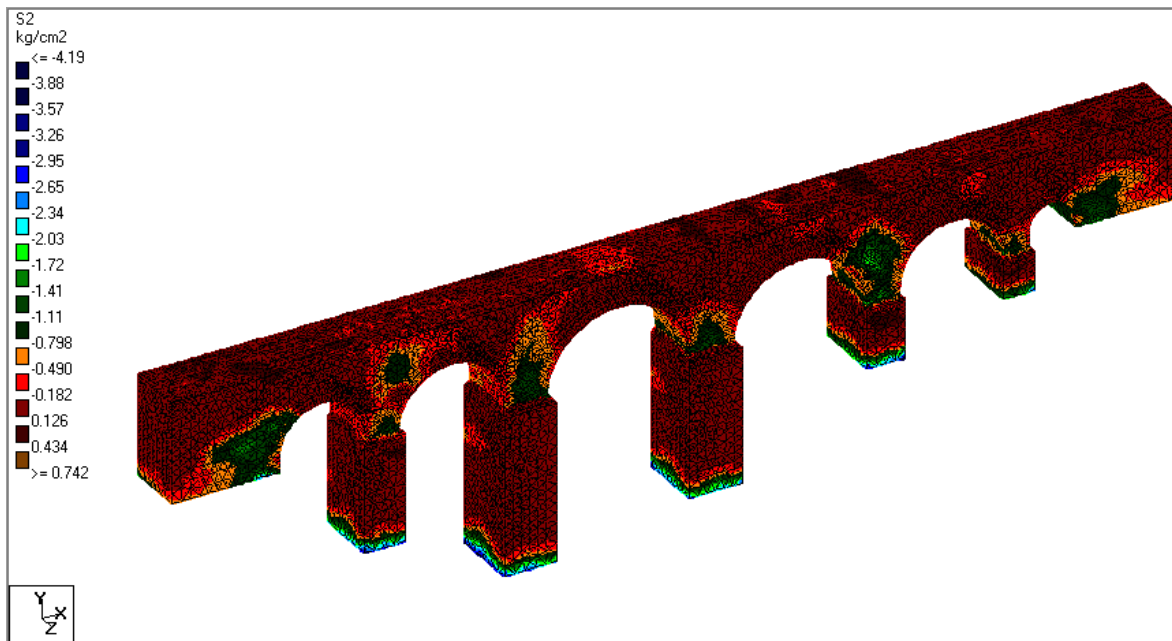


Fig. 5.5-66. Esfuerzos Principales en el sentido vertical S2.

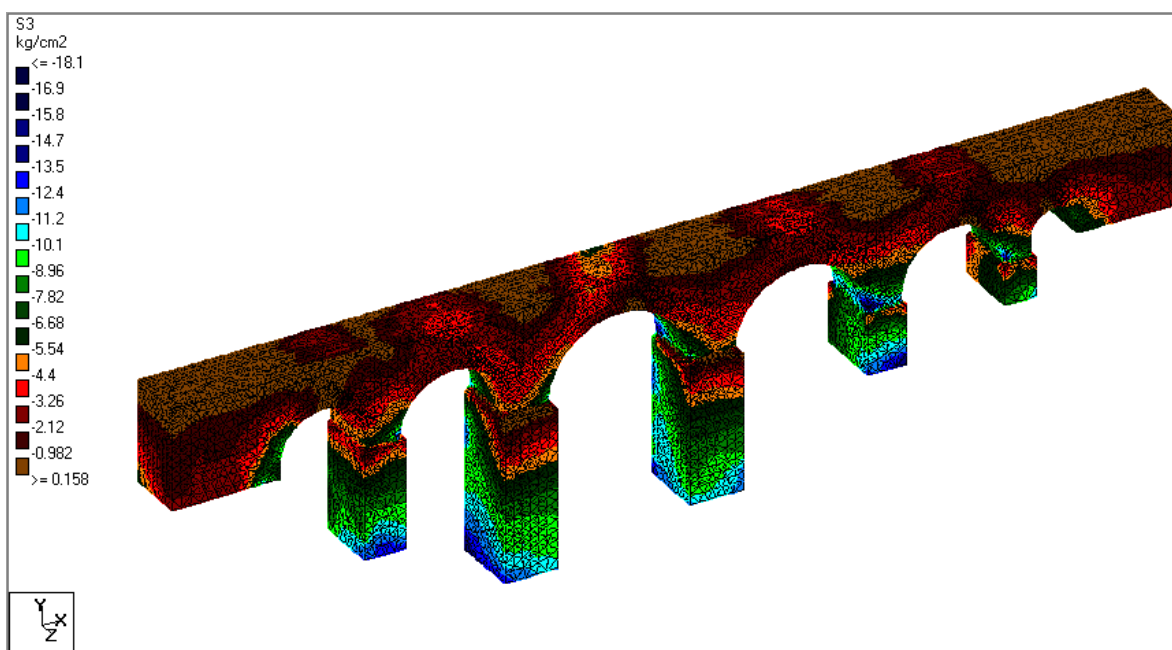


Fig. 5.5-67. Esfuerzos Principales en el sentido transversal S3.

En la siguiente figura 5.5-68 observamos los desplazamientos en el sentido transversal del puente.

T= 0.000000 sec.

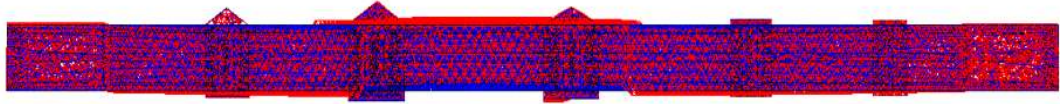


Fig. 5.5-68. Desplazamientos en el sentido longitudinal del puente.

Loa

5.5.3 Análisis por carga viva (carga vehicular constante)

Como se ha visto anteriormente, se han hecho los análisis correspondientes para cargas por sismo y carga por peso propio, ahora se observarán los análisis por carga viva vehicular constante. A continuación mostraremos algunos de los resultados por carga vehicular constante.

Anteriormente se mostraron los esfuerzos máximos y mínimos para el modelo por peso propio si bien se puede hacer una comparación entre los mismos valores y los análisis con una combinación de peso propio más carga viva.

En la tabla 5.5-2 se muestran los esfuerzos principales para peso propio

En la siguiente tabla se mostrarán los valores máximos que se crean para peso propio más carga vehicular, solamente para cada 20 metros y notar en que parte de la plancha de concreto se encuentran valores máximos

Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)			Dist.. (m)
S1	S2	S3	
-3.3050	-3.84400	-16.65500	30.00
-3.3050	-3.84400	-16.65500	40.00
-3.3050	-3.84400	-16.65500	60.00
-3.3050	-3.84400	-16.65500	80.00
-3.3070	-3.84700	-16.67200	100.00
-3.3050	-3.84400	-16.65500	120.00
-3.3050	-3.84400	-16.65500	140.00
-3.3050	-3.84400	-16.65500	160.00
-3.3050	-3.84400	-16.65500	180.00
-3.3050	-3.84400	-16.65500	200.00

Tabla 5.5-35. Esfuerzos principales carga viva distribuida en el puente a cada 20 metros.

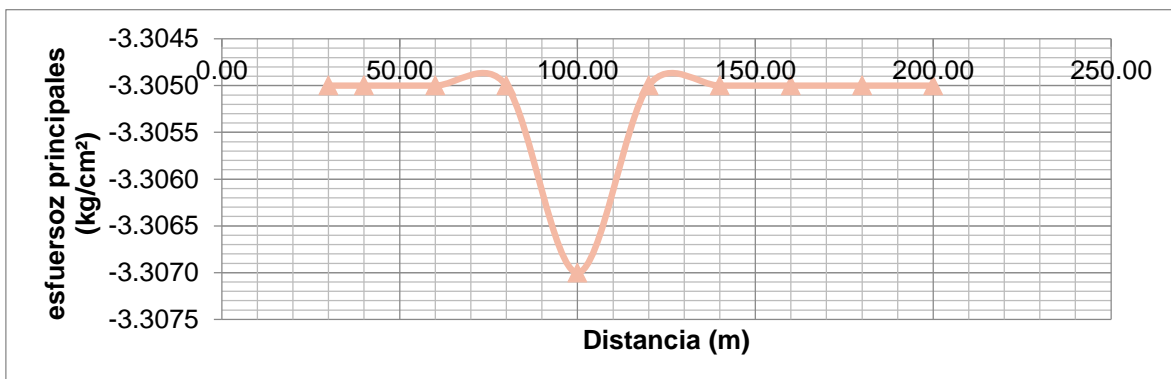


Fig. 5.5-69. Relación Distancia-Esfuerzos principales S1.

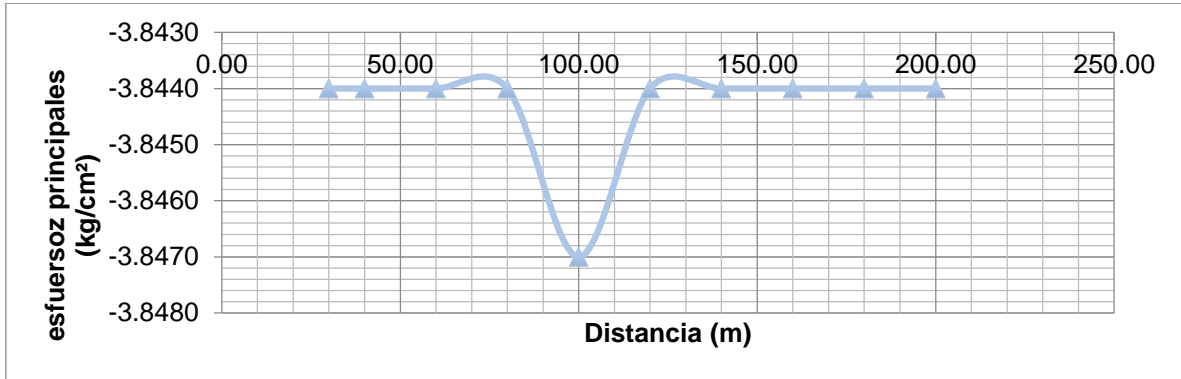


Fig. 5.5-70. Relación Distancia-Esfuerzos principales S2.

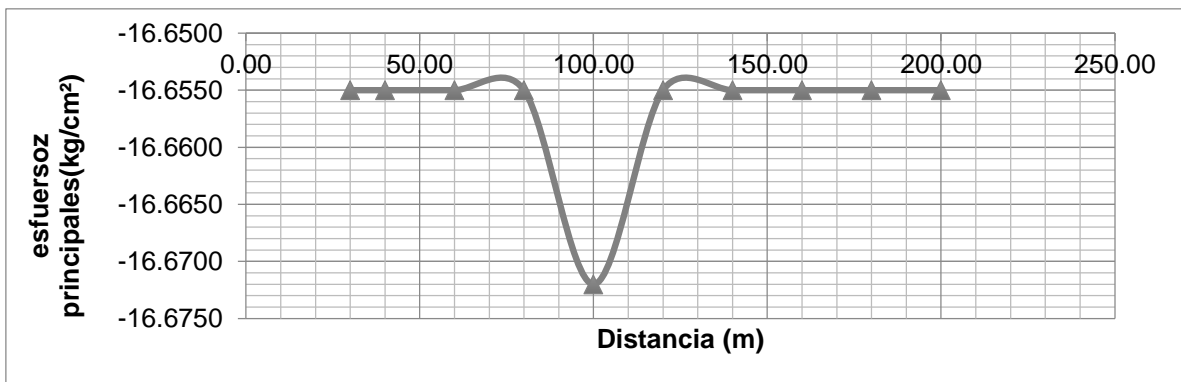


Fig. 5.5-71. Relación Distancia-Esfuerzos principales S3.

Observando la tabla y la relación de cada una de las gráficas, se puede deducir que los esfuerzos máximos de la combinación entre el peso propio y el peso vivo vehicular están en el centro del puente, en la longitud de 100 metros.

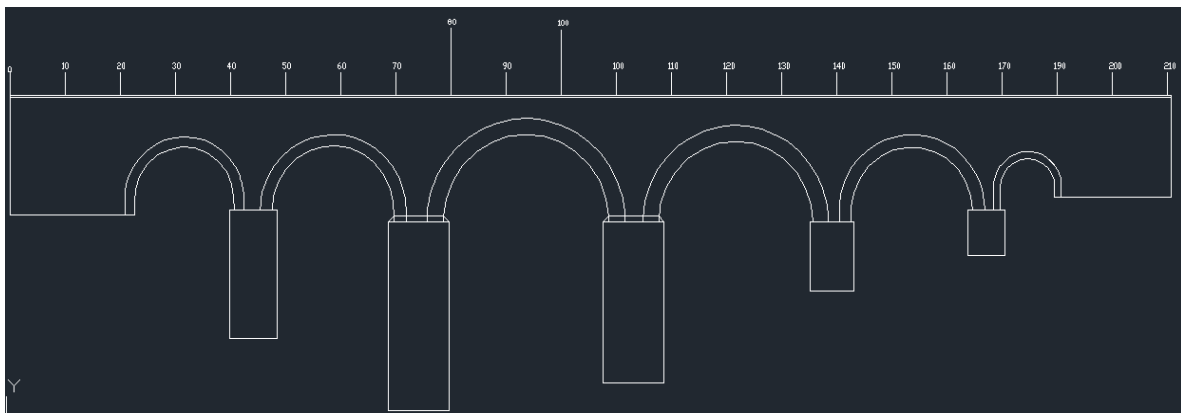


Fig. 5.5-72. Distribución de carga vehicular de 0 a 200m (izquierda a derecha).

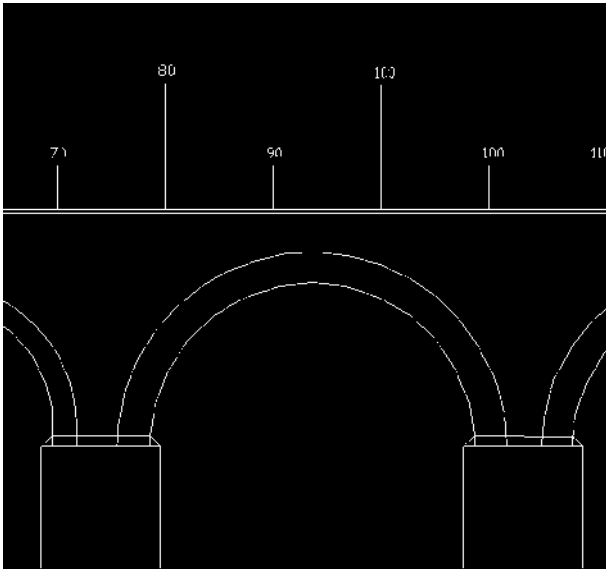


Fig. 5.5-73. Distribución de carga en la parte central del modelo, en el arco central (entre 80 y 100 metros).

A continuación se mostrará el modelo señalando las partes más críticas del mismo las cuales hipotéticamente podrían ser la base de las pilas y el arco central, siendo este el más crítico por ser el de luz mayor.

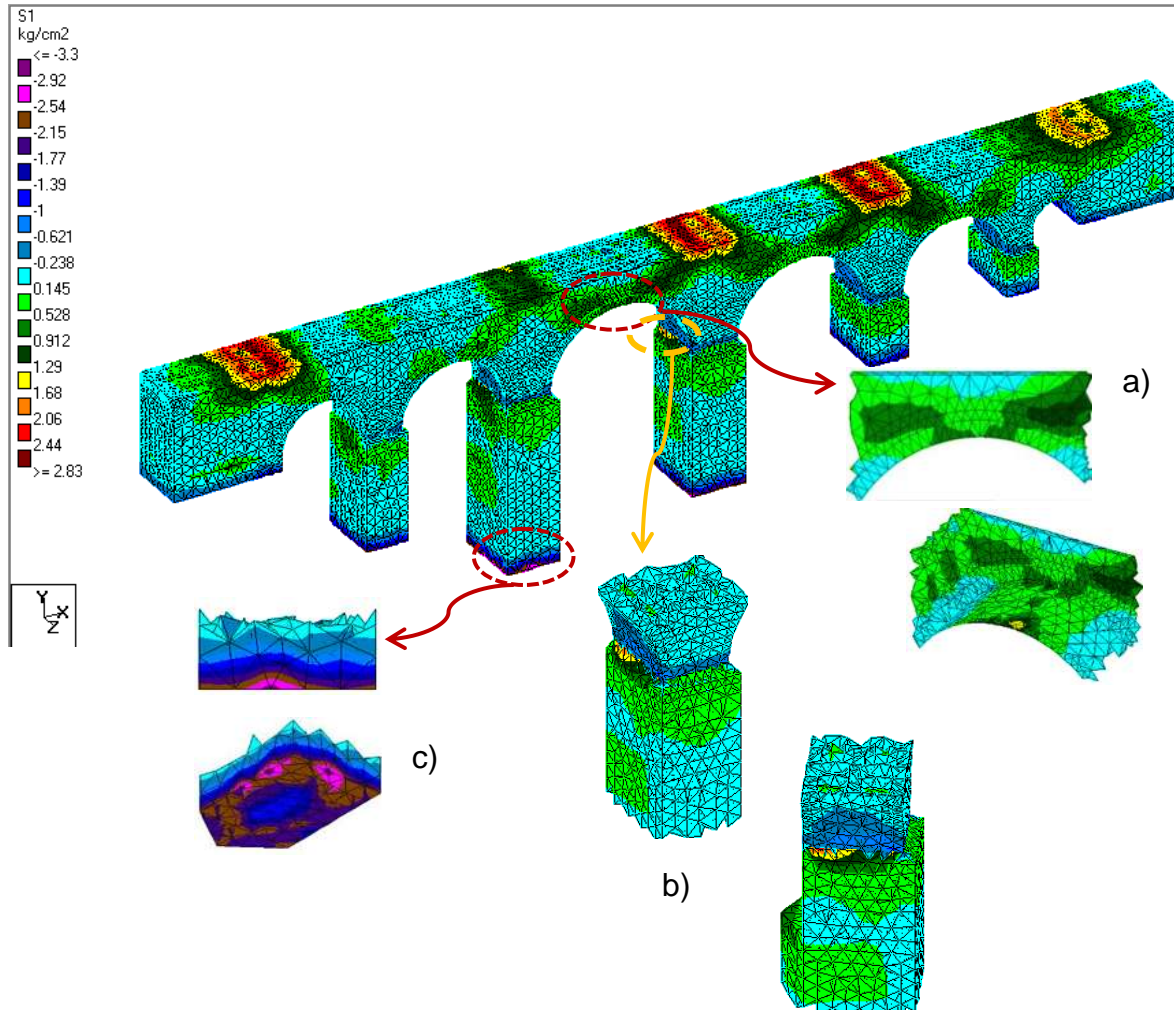


Fig. 5.5-74. Distribución de los esfuerzos para la combinación de carga viva vehicular y carga por peso propio más críticos, sin tomar en cuenta la plancha de concreto. a) corte del arco principal mostrando los esfuerzos que se crean. b) corte del chaflán en la pila 3 mostrando los esfuerzos que se crean. c) base de la pila mostrando los esfuerzos que se crean.

Si bien se puede notar en la imagen los aproximados valores con la división de los colores, pero, para asegurarnos de los valores exactos y que son los mayores en cuanto a tensión y compresión las siguientes tablas nos muestran los valores de las combinaciones entre la carga viva vehicular y el peso propio del modelo.

A continuación se tomaron dos elementos del arco central con los valores obtenidos de la combinación PP+CVV (Peso propio y carga viva vehicular).

Combinación de Carga	Elemento	Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
		S1	S2	S3
Peso propio	41114	1.827	0.363	-0.23
Carga Distribuida (CD)	41114	0.092	0.016	-0.002
CARGA VIVA PUNTUAL a 81 m	41114	0.005	-0.001	-0.014
CARGA VIVA PUNTUAL a 82 m	41114	0.007	-0.001	-0.014
CARGA VIVA PUNTUAL a 83 m	41114	0.009	-0.002	-0.014
CARGA VIVA PUNTUAL a 84 m	41114	0.01	-0.002	-0.014
CARGA VIVA PUNTUAL a 85 m	41114	0.013	-0.002	-0.015
CARGA VIVA PUNTUAL a 86 m	41114	0.016	-0.002	-0.015
CARGA VIVA PUNTUAL a 87 m	41114	0.02	-0.002	-0.015
CARGA VIVA PUNTUAL a 88 m	41114	0.025	-0.002	-0.015
CARGA VIVA PUNTUAL a 89 m	41114	0.032	-0.002	-0.015
CARGA VIVA PUNTUAL a 90 m	41114	0.042	-0.002	-0.014
CARGA VIVA PUNTUAL a 91 m	41114	0.354	0.046	-0.004
CARGA VIVA PUNTUAL a 92 m	41114	0.361	0.048	-0.002
CARGA VIVA PUNTUAL a 93 m	41114	0.343	0.047	0.003
CARGA VIVA PUNTUAL a 94 m	41114	0.315	0.044	0.006
CARGA VIVA PUNTUAL a 95 m	41114	0.272	0.038	0.007
CARGA VIVA PUNTUAL a 96 m	41114	0.228	0.03	0.007
CARGA VIVA PUNTUAL a 97 m	41114	0.186	0.023	0.006
CARGA VIVA PUNTUAL a 98 m	41114	0.148	0.017	0.005
CARGA VIVA PUNTUAL a 99 m	41114	0.117	0.013	0.003
CARGA VIVA PUNTUAL a 100 m	41114	0.092	0.009	0.002
PP+CD	41114	1.121	0.065	-0.186
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 81 m	41114	1.824	0.358	-0.233
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 82 m	41114	1.827	0.358	-0.234
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 83 m	41114	1.829	0.358	-0.234
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 84 m	41114	1.831	0.358	-0.235
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 85 m	41114	1.833	0.358	-0.236
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 86 m	41114	1.836	0.358	-0.236
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 87 m	41114	1.84	0.358	-0.237
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 88 m	41114	1.846	0.359	-0.238
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 89 m	41114	1.855	0.359	-0.239
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 90 m	41114	1.865	0.36	-0.24
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 91 m	41114	2.169	0.412	-0.226
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 92 m	41114	2.173	0.415	-0.222
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 93 m	41114	2.151	0.417	-0.215
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 94 m	41114	2.12	0.415	-0.21
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 95 m	41114	2.074	0.411	-0.209
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 96 m	41114	2.03	0.404	-0.209
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 97 m	41114	1.988	0.398	-0.211
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 98 m	41114	1.951	0.392	-0.213
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 99 m	41114	1.921	0.388	-0.216
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 100 m	41114	1.898	0.384	-0.218

Tabla 5.5-36. Esfuerzos principales carga viva y combinación CV+PP del elemento finito 41114. (Arco central).

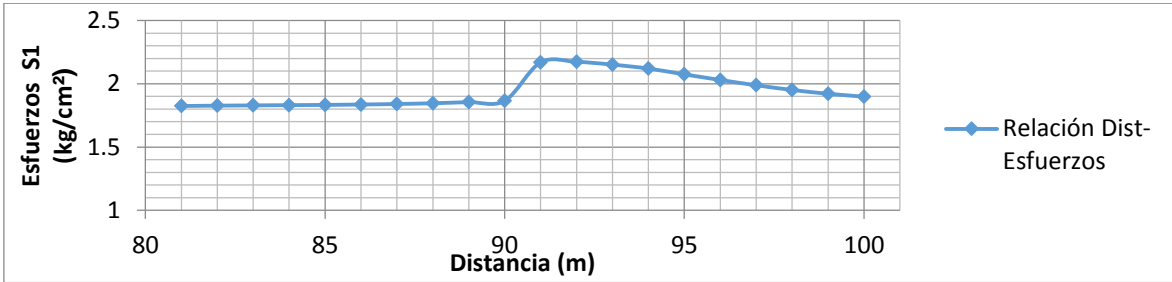


Fig. 5.5-75. Relación distancia esfuerzos para S1 (entre 81 y 100 metros).

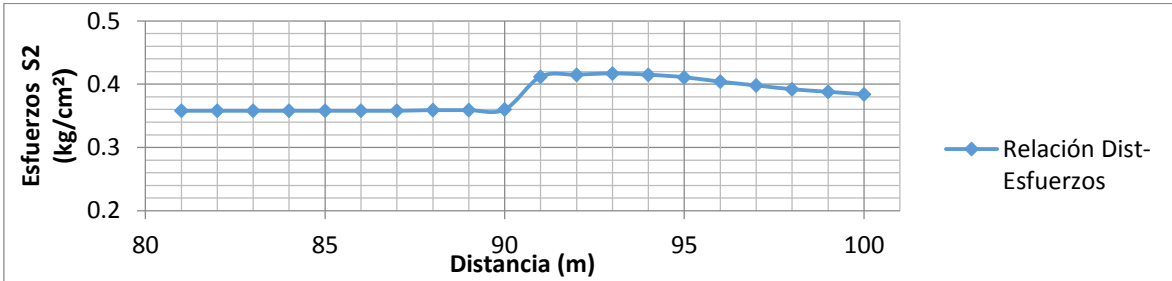


Fig. 5.5-76. Relación distancia esfuerzos para S2 (entre 81 y 100 metros).

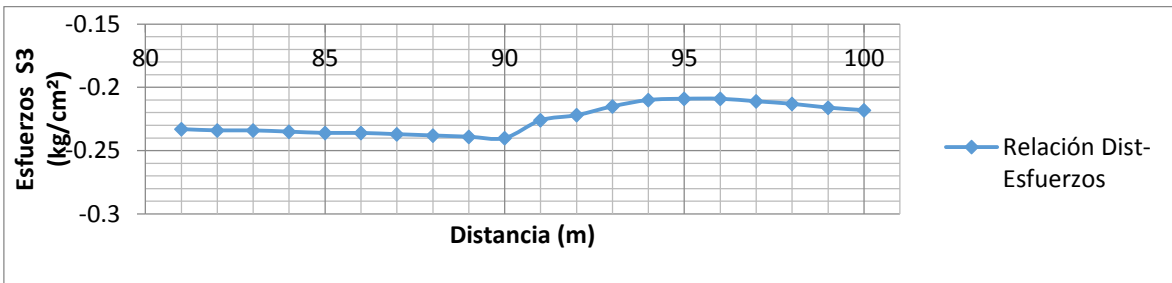


Fig. 5.5-77. Relación distancia esfuerzos para S3 (entre 81 y 100 metros).

Combinación de Carga	Elemento	Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
		S1	S2	S3
Peso propio	40968	1.069	0.067	-0.176
Carga Distribuida (CD)	40968	0.053	-0.001	-0.012
CARGA VIVA PUNTUAL a 81 m	40968	1.092	0.068	-0.173
CARGA VIVA PUNTUAL a 82 m	40968	1.099	0.068	-0.173
CARGA VIVA PUNTUAL a 83 m	40968	1.107	0.068	-0.173
CARGA VIVA PUNTUAL a 84 m	40968	1.115	0.068	-0.173
CARGA VIVA PUNTUAL a 85 m	40968	1.122	0.068	-0.172
CARGA VIVA PUNTUAL a 86 m	40968	1.131	0.069	-0.172
CARGA VIVA PUNTUAL a 87 m	40968	1.142	0.069	-0.172
CARGA VIVA PUNTUAL a 88 m	40968	1.156	0.069	-0.172
CARGA VIVA PUNTUAL a 89 m	40968	1.172	0.069	-0.172
CARGA VIVA PUNTUAL a 90 m	40968	1.192	0.07	-0.172
CARGA VIVA PUNTUAL a 91 m	40968	0.173	0.005	-0.037
CARGA VIVA PUNTUAL a 92 m	40968	0.139	0.005	-0.042
CARGA VIVA PUNTUAL a 93 m	40968	0.102	0.004	-0.043
CARGA VIVA PUNTUAL a 94 m	40968	0.073	0.003	-0.046
CARGA VIVA PUNTUAL a 95 m	40968	0.052	0.002	-0.049
CARGA VIVA PUNTUAL a 96 m	40968	0.037	0.002	-0.051
CARGA VIVA PUNTUAL a 97 m	40968	0.028	0.001	-0.053
CARGA VIVA PUNTUAL a 98 m	40968	0.021	0.001	-0.053
CARGA VIVA PUNTUAL a 99 m	40968	0.016	0.000	-0.052
CARGA VIVA PUNTUAL a 100 m	40968	0.012	0.000	-0.051
PP+CD	40968	1.121	0.065	-0.186
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 81 m	40968	0.03	0	-0.002
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 82 m	40968	0.037	0	-0.002
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 83 m	40968	0.046	0	-0.003
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 84 m	40968	0.054	0	-0.003
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 85 m	40968	0.063	0	-0.004
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 86 m	40968	0.073	-0.001	-0.004
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 87 m	40968	0.086	-0.001	-0.005
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 88 m	40968	0.1	-0.001	-0.006
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 89 m	40968	0.117	-0.001	-0.007
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 90 m	40968	0.137	0	-0.008
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 91 m	40968	1.235	0.066	-0.2
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 92 m	40968	1.196	0.065	-0.199
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 93 m	40968	1.153	0.064	-0.195
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 94 m	40968	1.119	0.063	-0.193
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 95 m	40968	1.092	0.063	-0.19
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 96 m	40968	1.073	0.062	-0.189
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 97 m	40968	1.06	0.062	-0.187
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 98 m	40968	1.052	0.062	-0.186
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 99 m	40968	1.046	0.063	-0.185
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 100 m	40968	1.042	0.063	-0.184

Tabla 5.5-37. Esfuerzos principales carga viva y combinación CV+PP del elemento finito 40968. (Arco central).

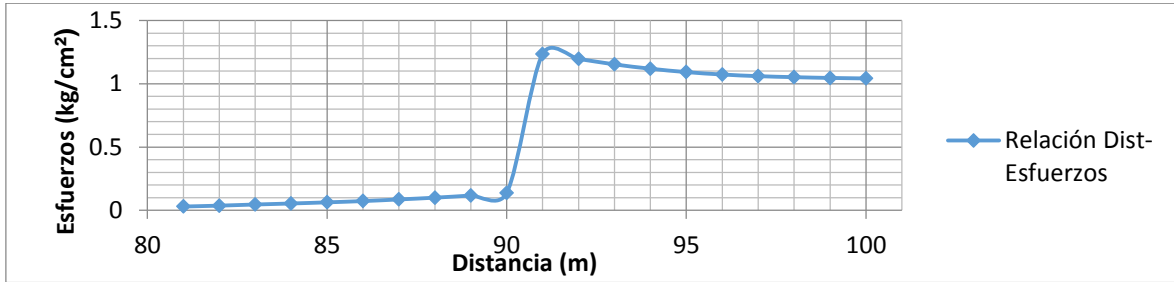


Fig. 5.5-78. Relación distancia esfuerzos para S1 (entre 81 y 100 metros).

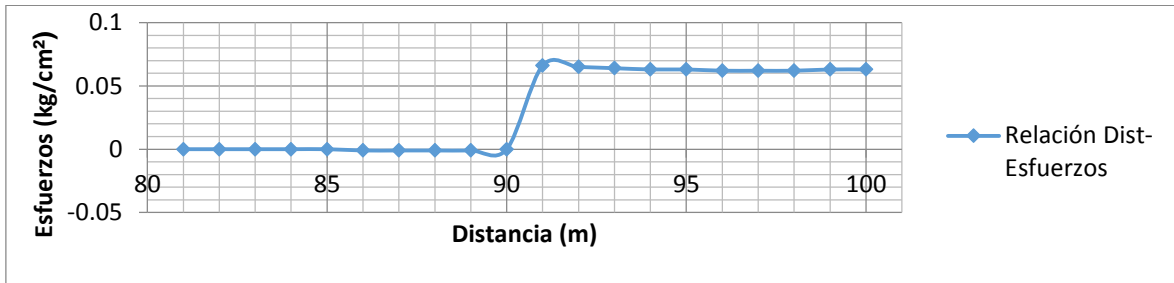


Fig. 5.5-79. Relación distancia esfuerzos para S2 (entre 81 y 100 metros).

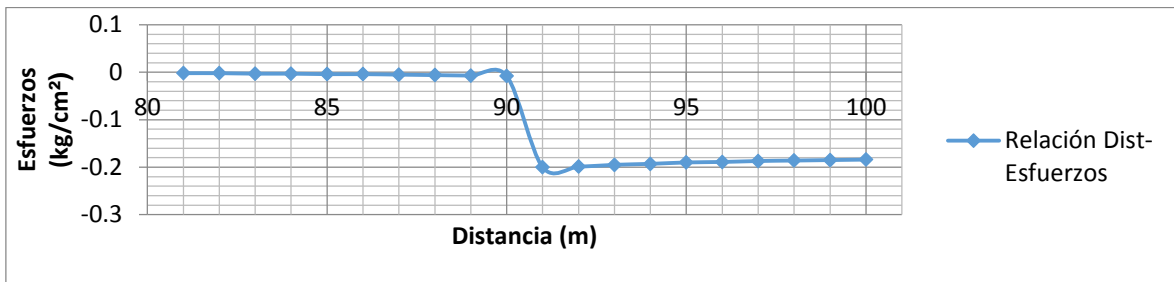


Fig. 5.5-80. Relación distancia esfuerzos para S3 (entre 81 y 100 metros).

A continuación se tomaron dos elementos del chaflán de la pila 3 con los valores obtenidos de la combinación PP+CVV (Peso propio y carga viva vehicular).

Combinación de Carga	Elemento	Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
		S1	S2	S3
Peso propio	5913	2.032	0.546	-0.579
Carga Distribuida (CD)	5913	0.043	0.012	-0.011
CARGA VIVA PUNTUAL a 81 m	5913	0.043	0.012	-0.011
CARGA VIVA PUNTUAL a 82 m	5913	0.006	0.002	-0.001
CARGA VIVA PUNTUAL a 83 m	5913	0.006	0.002	-0.001
CARGA VIVA PUNTUAL a 84 m	5913	0.007	0.002	-0.001
CARGA VIVA PUNTUAL a 85 m	5913	0.008	0.003	-0.002
CARGA VIVA PUNTUAL a 86 m	5913	0.009	0.003	-0.002
CARGA VIVA PUNTUAL a 87 m	5913	0.009	0.003	-0.002
CARGA VIVA PUNTUAL a 88 m	5913	0.01	0.003	-0.002
CARGA VIVA PUNTUAL a 89 m	5913	0.011	0.004	-0.003
CARGA VIVA PUNTUAL a 90 m	5913	0.012	0.004	-0.003
CARGA VIVA PUNTUAL a 91 m	5913	0.014	0.004	-0.003
CARGA VIVA PUNTUAL a 92 m	5913	0.031	0.008	-0.008
CARGA VIVA PUNTUAL a 93 m	5913	0.032	0.008	-0.009
CARGA VIVA PUNTUAL a 94 m	5913	0.033	0.009	-0.009
CARGA VIVA PUNTUAL a 95 m	5913	0.033	0.009	-0.009
CARGA VIVA PUNTUAL a 96 m	5913	0.034	0.009	-0.009
CARGA VIVA PUNTUAL a 97 m	5913	0.034	0.009	-0.009
CARGA VIVA PUNTUAL a 98 m	5913	0.034	0.009	-0.009
CARGA VIVA PUNTUAL a 99 m	5913	0.033	0.009	-0.009
CARGA VIVA PUNTUAL a 100 m	5913	0.033	0.008	-0.009
PP+CD	5913	2.075	0.559	-0.59
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 81 m	5913	2.037	0.548	-0.579
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 82 m	5913	2.038	0.548	-0.58
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 83 m	5913	2.039	0.549	-0.58
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 84 m	5913	2.039	0.549	-0.58
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 85 m	5913	2.04	0.549	-0.58
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 86 m	5913	2.041	0.549	-0.581
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 87 m	5913	2.042	0.549	-0.581
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 88 m	5913	2.043	0.55	-0.581
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 89 m	5913	2.044	0.55	-0.581
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 90 m	5913	2.045	0.55	-0.582
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 91 m	5913	2.062	0.554	-0.586
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 92 m	5913	2.063	0.554	-0.587
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 93 m	5913	2.064	0.555	-0.587
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 94 m	5913	2.064	0.555	-0.587
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 95 m	5913	2.065	0.555	-0.587
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 96 m	5913	2.065	0.555	-0.587
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 97 m	5913	2.065	0.555	-0.588
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 98 m	5913	2.065	0.555	-0.588
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 99 m	5913	2.065	0.555	-0.588
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 100 m	5913	2.064	0.555	-0.587

Tabla 5.5-38. Esfuerzos principales carga viva y combinación CV+PP del elemento finito 5913. (chaflán de la pila numero 3).

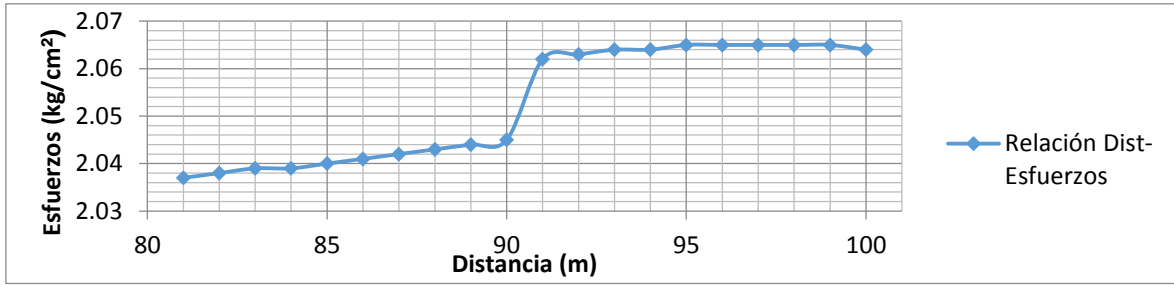


Fig. 5.5-81. Relación distancia esfuerzos para S1 (entre 81 y 100 metros).

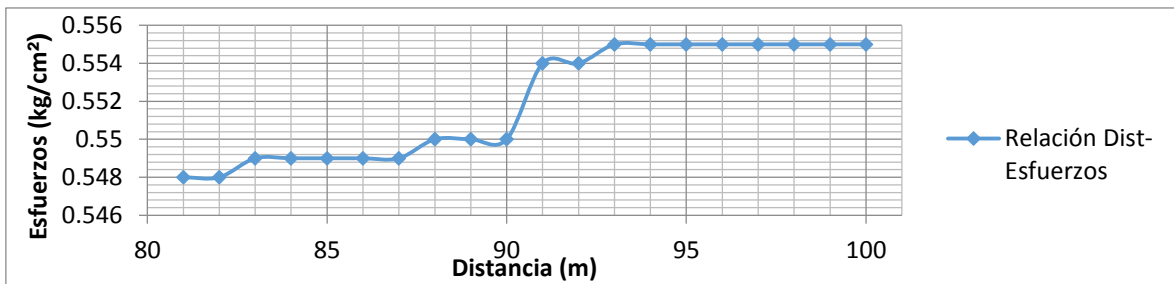


Fig. 5.5-82. Relación distancia esfuerzos para S2 (entre 81 y 100 metros).

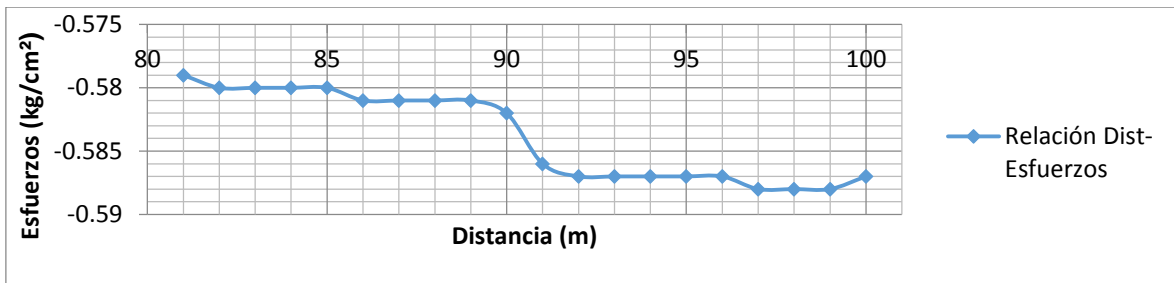


Fig. 5.5-83. Relación distancia esfuerzos para S3 (entre 81 y 100 metros).

Combinación de Carga	Elemento	Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
		S1	S2	S3
Peso propio	5946	1.57	-0.121	-0.247
Carga Distribuida (CD)	5946	0.03	0	-0.004
CARGA VIVA PUNTUAL a 81 m	5946	0.003	0	-0.001
CARGA VIVA PUNTUAL a 82 m	5946	0.003	0	-0.001
CARGA VIVA PUNTUAL a 83 m	5946	0.003	0	-0.001
CARGA VIVA PUNTUAL a 84 m	5946	0.004	0	-0.001
CARGA VIVA PUNTUAL a 85 m	5946	0.004	0	-0.001
CARGA VIVA PUNTUAL a 86 m	5946	0.004	0	-0.001
CARGA VIVA PUNTUAL a 87 m	5946	0.005	0	-0.001
CARGA VIVA PUNTUAL a 88 m	5946	0.005	0	-0.001
CARGA VIVA PUNTUAL a 89 m	5946	0.006	0	-0.002
CARGA VIVA PUNTUAL a 90 m	5946	0.006	0	-0.002
CARGA VIVA PUNTUAL a 91 m	5946	0.014	-0.001	-0.003
CARGA VIVA PUNTUAL a 92 m	5946	0.015	-0.001	-0.004
CARGA VIVA PUNTUAL a 93 m	5946	0.016	-0.001	-0.004
CARGA VIVA PUNTUAL a 94 m	5946	0.016	-0.001	-0.004
CARGA VIVA PUNTUAL a 95 m	5946	0.017	-0.001	-0.004
CARGA VIVA PUNTUAL a 96 m	5946	0.017	-0.001	-0.004
CARGA VIVA PUNTUAL a 97 m	5946	0.017	-0.001	-0.004
CARGA VIVA PUNTUAL a 98 m	5946	0.018	-0.001	-0.004
CARGA VIVA PUNTUAL a 99 m	5946	0.018	-0.001	-0.004
CARGA VIVA PUNTUAL a 100 m	5946	0.018	-0.001	-0.004
PP+CD	5946	1.6	-0.121	-0.251
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 81 m	5946	1.572	-0.121	-0.247
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 82 m	5946	1.573	-0.121	-0.248
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 83 m	5946	1.573	-0.121	-0.248
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 84 m	5946	1.573	-0.121	-0.248
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 85 m	5946	1.574	-0.121	-0.248
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 86 m	5946	1.574	-0.121	-0.248
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 87 m	5946	1.574	-0.121	-0.248
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 88 m	5946	1.575	-0.121	-0.248
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 89 m	5946	1.575	-0.121	-0.248
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 90 m	5946	1.576	-0.121	-0.249
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 91 m	5946	1.584	-0.122	-0.251
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 92 m	5946	1.584	-0.122	-0.251
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 93 m	5946	1.585	-0.122	-0.251
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 94 m	5946	1.586	-0.122	-0.251
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 95 m	5946	1.586	-0.122	-0.251
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 96 m	5946	1.587	-0.122	-0.251
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 97 m	5946	1.587	-0.122	-0.251
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 98 m	5946	1.587	-0.122	-0.251
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 99 m	5946	1.587	-0.122	-0.251
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 100 m	5946	1.587	-0.122	-0.251

Tabla 5.5-39. Esfuerzos principales carga viva y combinación CV+PP del elemento finito 5946. (chaflán de la pila numero 3).

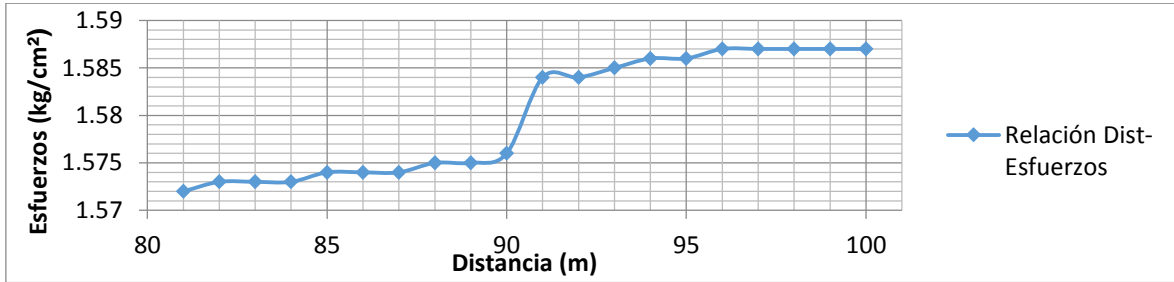


Fig. 5.5-84. Relación distancia esfuerzos para S1 (entre 81 y 100 metros).

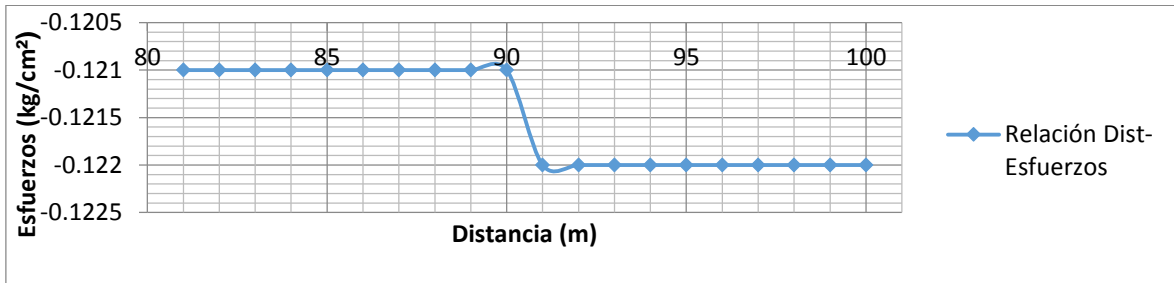


Fig. 5.5-85. Relación distancia esfuerzos para S2 (entre 81 y 100 metros).

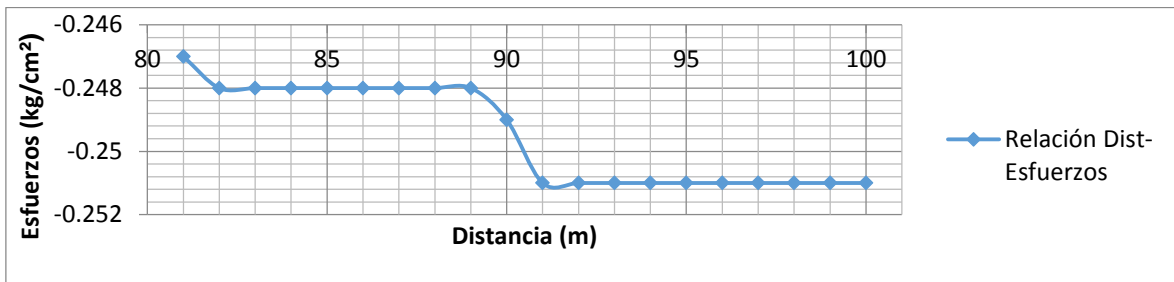


Fig. 5.5-86. Relación distancia esfuerzos para S3 (entre 81 y 100 metros).

A continuación se tomaron dos elementos de la base o arranque de la pila número 2 con los valores obtenidos de la combinación PP+CVV (Peso propio y carga viva vehicular).

Combinación de Carga	Elemento	Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
		S1	S2	S3
Peso propio	9623	-3.2850	-3.5230	-15.2170
Carga Distribuida (CD)	9623	-0.0200	-0.0220	-0.0960
CARGA VIVA PUNTUAL a 81 m	9623	-0.0120	-0.0130	-0.0570
CARGA VIVA PUNTUAL a 82 m	9623	-0.0130	-0.0150	-0.0630
CARGA VIVA PUNTUAL a 83 m	9623	-0.0140	-0.0160	-0.0690
CARGA VIVA PUNTUAL a 84 m	9623	-0.0150	-0.0170	-0.0750
CARGA VIVA PUNTUAL a 85 m	9623	-0.0160	-0.0190	-0.0810
CARGA VIVA PUNTUAL a 86 m	9623	-0.0170	-0.0200	-0.0870
CARGA VIVA PUNTUAL a 87 m	9623	-0.0180	-0.0210	-0.0920
CARGA VIVA PUNTUAL a 88 m	9623	-0.0190	-0.0220	-0.0970
CARGA VIVA PUNTUAL a 89 m	9623	-0.0200	-0.0230	-0.1010
CARGA VIVA PUNTUAL a 90 m	9623	-0.0200	-0.0240	-0.1050
CARGA VIVA PUNTUAL a 91 m	9623	-0.0210	-0.0250	-0.1070
CARGA VIVA PUNTUAL a 92 m	9623	-0.0210	-0.0250	-0.1100
CARGA VIVA PUNTUAL a 93 m	9623	-0.0210	-0.0260	-0.1110
CARGA VIVA PUNTUAL a 94 m	9623	-0.0210	-0.0260	-0.1110
CARGA VIVA PUNTUAL a 95 m	9623	-0.0210	-0.0260	-0.1110
CARGA VIVA PUNTUAL a 96 m	9623	-0.0210	-0.0250	-0.1100
CARGA VIVA PUNTUAL a 97 m	9623	-0.0200	-0.0250	-0.1080
CARGA VIVA PUNTUAL a 98 m	9623	-0.0200	-0.0240	-0.1050
CARGA VIVA PUNTUAL a 99 m	9623	-0.0190	-0.0230	-0.1010
CARGA VIVA PUNTUAL a 100 m	9623	-0.0180	-0.0220	-0.0960
PP+CD	9623	-3.3050	-3.5450	-15.3130
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 81 m	9623	-3.2970	-3.5360	-15.2740
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 82 m	9623	-3.2980	-3.5380	-15.2800
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 83 m	9623	-3.2990	-3.5390	-15.2860
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 84 m	9623	-3.3000	-3.5410	-15.2920
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 85 m	9623	-3.3020	-3.5420	-15.2980
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 86 m	9623	-3.3030	-3.5430	-15.3040
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 87 m	9623	-3.3040	-3.5440	-15.3090
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 88 m	9623	-3.3040	-3.5450	-15.3140
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 89 m	9623	-3.3050	-3.5460	-15.3180
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 90 m	9623	-3.3060	-3.5470	-15.3220
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 91 m	9623	-3.3060	-3.5480	-15.3250
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 92 m	9623	-3.3070	-3.5480	-15.3270
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 93 m	9623	-3.3070	-3.5490	-15.3280
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 94 m	9623	-3.3070	-3.5490	-15.3280
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 95 m	9623	-3.3070	-3.5490	-15.3280
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 96 m	9623	-3.3070	-3.5480	-15.3270
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 97 m	9623	-3.3060	-3.5480	-15.3250
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 98 m	9623	-3.3060	-3.5470	-15.3220
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 99 m	9623	-3.3050	-3.5460	-15.3180
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 100 m	9623	-3.3040	-3.5450	-15.3130

Tabla 5.5-40. Esfuerzos principales carga viva y combinación CV+PP del elemento finito 9623. (arriague de la pila 2).

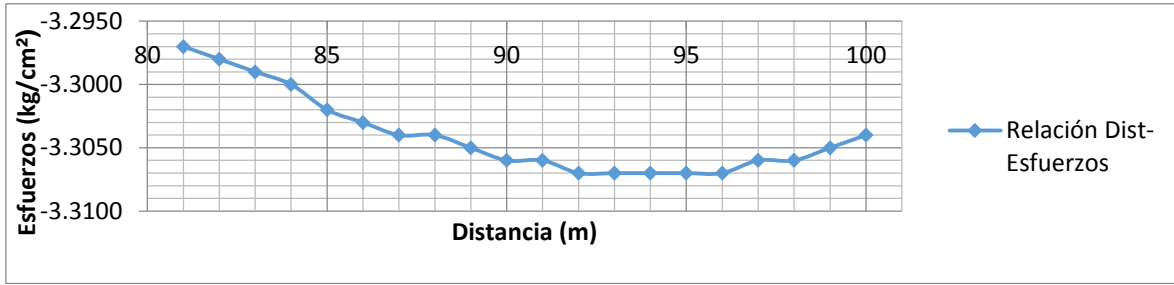


Fig. 5.5-87. Relación distancia esfuerzos para S1 (entre 81 y 100 metros).

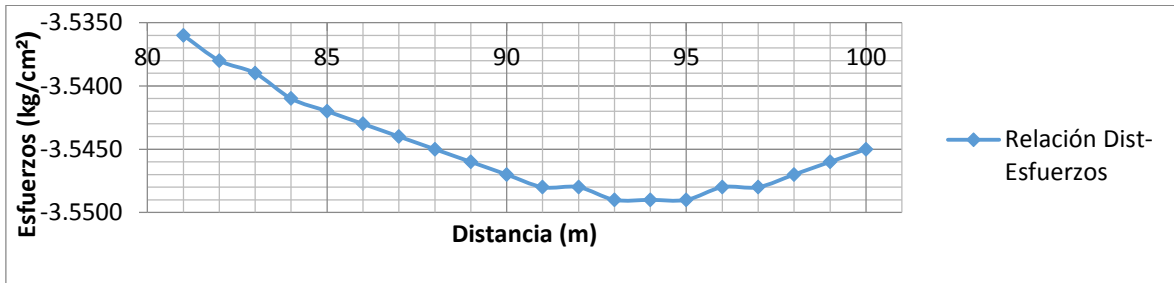


Fig. 5.5-88. Relación distancia esfuerzos para S2 (entre 81 y 100 metros).

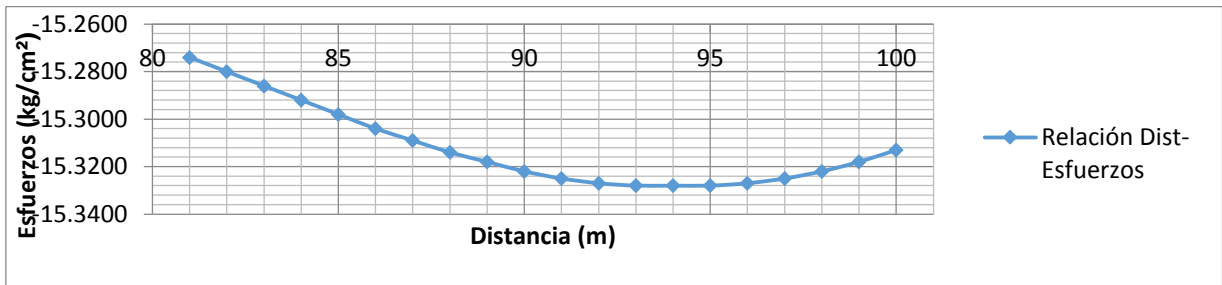


Fig. 5.5-89. Relación distancia esfuerzos para S3 (entre 81 y 100 metros).

Combinación de Carga	Elemento	Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
		S1	S2	S3
Peso propio	12438	-2.5100	-3.8220	-16.5620
Carga Distribuida (CD)	12438	-0.0130	-0.0210	-0.0930
CARGA VIVA PUNTUAL a 81 m	12438	-0.0090	-0.0150	-0.0630
CARGA VIVA PUNTUAL a 82 m	12438	-0.0100	-0.0160	-0.0690
CARGA VIVA PUNTUAL a 83 m	12438	-0.0110	-0.0170	-0.0740
CARGA VIVA PUNTUAL a 84 m	12438	-0.0110	-0.0180	-0.0800
CARGA VIVA PUNTUAL a 85 m	12438	-0.0120	-0.0190	-0.0850
CARGA VIVA PUNTUAL a 86 m	12438	-0.0130	-0.0210	-0.0900
CARGA VIVA PUNTUAL a 87 m	12438	-0.0130	-0.0220	-0.0950
CARGA VIVA PUNTUAL a 88 m	12438	-0.0140	-0.0230	-0.0990
CARGA VIVA PUNTUAL a 89 m	12438	-0.0140	-0.0230	-0.1030
CARGA VIVA PUNTUAL a 90 m	12438	-0.0140	-0.0240	-0.1060
CARGA VIVA PUNTUAL a 91 m	12438	-0.0150	-0.0250	-0.1080
CARGA VIVA PUNTUAL a 92 m	12438	-0.0150	-0.0250	-0.1100
CARGA VIVA PUNTUAL a 93 m	12438	-0.0150	-0.0250	-0.1110
CARGA VIVA PUNTUAL a 94 m	12438	-0.0150	-0.0250	-0.1110
CARGA VIVA PUNTUAL a 95 m	12438	-0.0150	-0.0250	-0.1100
CARGA VIVA PUNTUAL a 96 m	12438	-0.0140	-0.0240	-0.1080
CARGA VIVA PUNTUAL a 97 m	12438	-0.0140	-0.0240	-0.1050
CARGA VIVA PUNTUAL a 98 m	12438	-0.0130	-0.0230	-0.1020
CARGA VIVA PUNTUAL a 99 m	12438	-0.0130	-0.0220	-0.0980
CARGA VIVA PUNTUAL a 100 m	12438	-0.0120	-0.0210	-0.0930
PP+CD	12438	-2.5230	-3.8440	-16.6550
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 81 m	12438	-2.5190	-3.8370	-16.6250
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 82 m	12438	-2.5200	-3.8380	-16.6310
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 83 m	12438	-2.5200	-3.8390	-16.6360
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 84 m	12438	-2.5210	-3.8410	-16.6420
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 85 m	12438	-2.5220	-3.8420	-16.6470
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 86 m	12438	-2.5220	-3.8430	-16.6520
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 87 m	12438	-2.5230	-3.8440	-16.6570
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 88 m	12438	-2.5230	-3.8450	-16.6610
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 89 m	12438	-2.5240	-3.8460	-16.6650
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 90 m	12438	-2.5240	-3.8460	-16.6680
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 91 m	12438	-2.5240	-3.8470	-16.6700
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 92 m	12438	-2.5250	-3.8470	-16.6720
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 93 m	12438	-2.5250	-3.8470	-16.6720
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 94 m	12438	-2.5250	-3.8470	-16.6720
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 95 m	12438	-2.5240	-3.8470	-16.6710
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 96 m	12438	-2.5240	-3.8470	-16.6700
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 97 m	12438	-2.5240	-3.8460	-16.6670
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 98 m	12438	-2.5230	-3.8450	-16.6640
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 99 m	12438	-2.5230	-3.8440	-16.6590
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 100 m	12438	-2.5220	-3.8430	-16.6550

Tabla 5.5-40. Esfuerzos principales carga viva y combinación CV+PP del elemento finito 12438. (arranque de la pila 2).

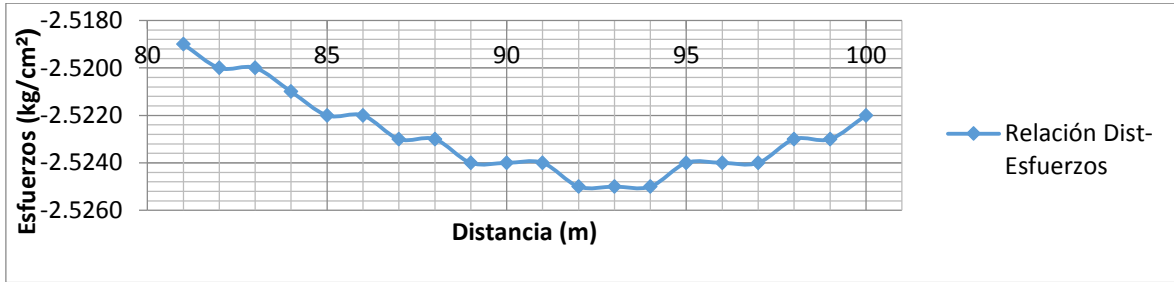


Fig. 5.5-90. Relación distancia esfuerzos para S1 (entre 81 y 100 metros).

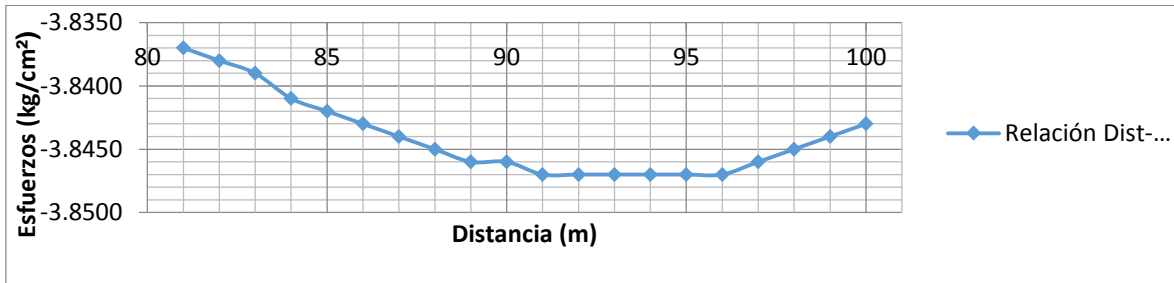


Fig. 5.5-91. Relación distancia esfuerzos para S2 (entre 81 y 100 metros).

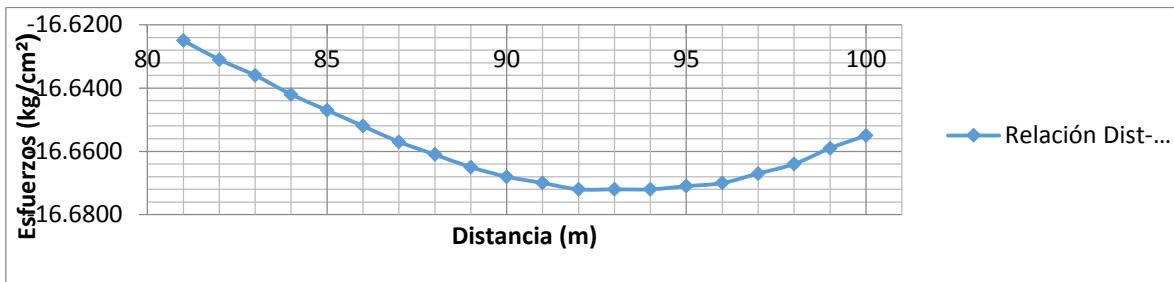


Fig. 5.5-92. Relación distancia esfuerzos para S3 (entre 81 y 100 metros).

5.6. COMPARACIÓN ENTRE RESULTADOS DE LOS TRES TIPOS DE CARGAS

En la tablas 5.5-41 a 5.5-44 se hace una comparación de varios elementos con carga viva + carga muerta + carga accidental, solamente de dos registros.

Si bien notamos, los valores por carga viva vehicular, no preocupan al obtener los resultados, su aumento en el peso propio no es un problema, para obtener resultados más claros se harán algunas comparaciones de los elementos tomados en la combinación entre el peso propio y la carga vehicular.

A continuación se presentan los valores de Pesos Propio, combinación entre peso propio y carga vehicular, y entre la combinación de peso propio y carga accidental sísmica. Los valores se tomarán de los registros UV200498 y 10D94.

Elementos 41114 y 40968, elementos con valores máximos bajo el arco principal, el más crítico.

Combinación de Carga	Elemento	Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
		S1	S2	S3
Peso propio	41114	1.827	0.363	-0.23
Carga Distribuida (CD)	41114	0.092	0.016	-0.002
PP+CD	41114	1.121	0.065	-0.186
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 90 m	41114	1.865	0.36	-0.24
REGISTRO UV20498				
SISMO	41114	1.632	0.048	0.006
PP+SISMO	41114	3.259	0.211	-0.008
REGISTRO 10D94				
SISMO	41114	1.12	0.055	0.011
PP+SISMO	41114	2.747	0.252	-0.082

Tabla 5.5-41. Comparación de todas las cargas y combinaciones de carga de un elemento finito bajo el arco principal.

Combinación de Carga	Elemento	Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
		S1	S2	S3
Peso propio	40968	1.069	0.067	-0.176
Carga Distribuida (CD)	40968	0.053	-0.001	-0.012
PP+CD	40968	1.121	0.065	-0.186
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 91 m	40968	1.235	0.066	-0.2
REGISTRO UV20498				
SISMO	40968	1.461	0.047	0.001
PP+SISMO	40968	2.513	0.111	-0.155
REGISTRO 10D94				
SISMO	40968	1.052	0.049	-0.021
PP+SISMO	40968	2.151	0.242	-0.131

Tabla 5.5-42. Comparación de todas las cargas y combinaciones de carga de un elemento finito bajo el arco principal.

Elementos 5913 y 5946, elementos con valores máximos en el chaflán de la tercer pila.

Combinación de Carga	Elemento	Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
		S1	S2	S3
Peso propio	5913	2.032	0.546	-0.579
Carga Distribuida (CD)	5913	0.043	0.012	-0.011
PP+CD	5913	2.075	0.559	-0.59
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 98 m	5913	2.065	0.555	-0.588
REGISTRO UV20498				
SISMO	5913	0.054	-0.022	-0.539
PP+SISMO	5913	1.587	0.138	-0.075
REGISTRO 10D94				
SISMO	5913	0.406	0.052	-0.113
PP+SISMO	5913	2.421	0.613	-0.687

Tabla 5.5-43. Comparación de todas las cargas y combinaciones de carga de un elemento finito en el chaflán.

Combinación de Carga	Elemento	Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
		S1	S2	S3
Peso propio	5946	1.57	-0.121	-0.247
Carga Distribuida (CD)	5946	0.03	0	-0.004
PP+CD	5946	1.6	-0.121	-0.251
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 98 m	5946	1.587	-0.122	-0.251
REGISTRO UV20498				
SISMO	5946	0.442	0.015	-5.48
PP+SISMO	5946	0.19	-0.273	-4.509
REGISTRO 10D94				
SISMO	5946	-0.044	-0.102	0.151
PP+SISMO	5946	-0.143	-0.319	1.823

Tabla 5.5-44. Comparación de todas las cargas y combinaciones de carga de un elemento finito en el chaflán.

Elementos 9623 y 12438, elementos con valores máximos en el arranque de la segunda pila.

Combinación de Carga	Elemento	Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
		S1	S2	S3
Peso propio	9623	-3.2850	-3.5230	-15.2170
Carga Distribuida (CD)	9623	-0.0200	-0.0220	-0.0960
PP+CD	9623	-3.3050	-3.5450	-15.3130
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 93 m	9623	-3.3070	-3.5490	-15.3280
REGISTRO UV20498				
SISMO	9623	15.611	3.547	2.593
PP+SISMO	9623	1.541	0.013	-1.824
REGISTRO 10D94				
SISMO	9623	-1.041	-1.439	-6.353
PP+SISMO	9623	-4.406	-4.951	-21.497

Tabla 5.5-45. Comparación de todas las cargas y combinaciones de carga de un elemento finito sobre el arranque de la pila 2.

Combinación de Carga	Elemento	Esfuerzos Principales (Kg/cm ²)		
		S1	S2	S3
Peso propio	12438	-2.5100	-3.8220	-16.5620
Carga Distribuida (CD)	12438	-0.0130	-0.0210	-0.0930
PP+CD	12438	-2.5230	-3.8440	-16.6550
CARGA VIVA VEHICULAR + PP a 93 m	12438	-2.5250	-3.8470	-16.6720
REGISTRO UV20498				
SISMO	12438	13.629	2.594	1.669
PP+SISMO	12438	-0.009	-0.541	-2.805
REGISTRO 10D94				
SISMO	12438	-0.675	-1.051	-5.527
PP+SISMO	12438	-3.363	-4.205	-20.931

Tabla 5.5-46. Comparación de todas las cargas y combinaciones de carga de un elemento finito sobre el arranque de la pila 2.

5.7. COMPARACIÓN DE RESULTADOS Y VALORES TEÓRICOS BIBLIOGRÁFICOS

Podemos decir que los resultados de resistencia a compresión obtenidos son muy buenos, para afirmar esto, consideramos utilizar las fórmulas empíricas que anteriormente mencionamos.

En el capítulo 4 subcapítulo 3 mencionamos algunas de las formulas empíricas para el cálculo de la resistencia a compresión, y de las cuales utilizaremos las dadas por Mann y el euro código 6.

$$f_{mas,c,k} = 0.40 \cdot f_{st,c,m}^{0.75} \cdot f_{mo,c,m}^{0.25} \text{ formula dada por el Euro código 6}$$

$$f_{mas,c,k} = 0.40 \cdot f_{st,c,m}^{0.75} \cdot f_{mo,c,m}^{0.25} \text{ formula dada por Mann 1983}$$

Las normas DIN-1053 nos ofrecen valores de resistencia a compresión de la roca igual a 200 kg/cm²

Según COST 345 un valor de la resistencia a compresión del mortero terciado de clase II con un proporcionamiento Cemento-cal-arena 1:0.5:4.5 ofrece un valor medio de 55 kg/cm²

Entonces obteniendo esos valores sustituimos sobre cada una de las formulas

Valor de la primer formula

$$f_{mas,c,k} = 0.40 \cdot 200^{0.75} \cdot 55^{0.25} = 57.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{mas,c,m} = 0.83 \cdot 200^{0.66} \cdot 55^{0.18} = 56.37 \text{ kg/cm}^2$$

Si tomamos otra combinación de valores a compresión para piedra y mortero por ejemplo:

De la tabla 4.2-2. Propiedades técnicas de algunas de las piedras naturales según Stein (1993). Donde el valor más bajo de los travertinos. 200 kg/cm²

Ahora bien podríamos tomar un valor según DIN 1053-100, sin embargo, lo que requerimos es obtener valores de las normas de América, para esto asumiremos valores de la tabla 4.2-4. Clasificación de la AST C-270 de morteros de pega para la mampostería simple, según la resistencia a compresión a 28 días y según dosificación (partes por volumen). Para obtener valores relativamente más reales tomaremos el mortero tipo O con una relación cemento portland-cemento albañilería-cal-agregado fino; 0:1:1.25 a 2.50:3 veces la suma de cemento y cal utilizados. Facilitando un valor de 25 kg/cm² resistencia a compresión simple.

Por tanto obtenemos valores de:

$$f_{mas,c,k} = 0.40 \cdot 200^{0.75} \cdot 25^{0.25} = 47.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{mas,c,m} = 0.83 \cdot 200^{0.66} \cdot 25^{0.18} = 48.91 \text{ kg/cm}^2$$

En la siguiente tabla 5.5-47 se muestran valores reales obtenidos en campo de la zona de Morelia, mismos que, combinados con la resistencia a compresión simple del mortero utilizaremos para obtener la resistencia a compresión de la mampostería como se ha venido trabajando con las formulas anteriores

Roca	Esclerómetro (Mpa)	PLT (Mpa)
And	140.3	Inaccesible
N6	30.39	10.33
N5	22.98	9.56
N3	Sin registro	4.59-7.93
N2	88.5	inaccesible
N1	33.7	

Tabla 5.5-47 Comparación de valores obtenidos para la resistencia a la compresión simple con esclerómetro y prueba de carga puntual [13].

Sabiendo que And; andesita, N6; ignimbrita vino muy soldada, N5; ignimbrita gris, N3; flujo de escombros, N2 ignimbrita rosa, N1; ignimbrita blanca.

Ahora bien, para nuestro caso un valor de la prueba por carga sea la mejor opción. Por lo tanto el valor a tomar será: 9.56 MPa, 96kg/cm²; N5 o ignimbrita gris [13].

Para el valor del mortero, como ya mencionamos, tomaremos un valor de las normas mexicanas, tabla 4.2-6. Un mortero tipo II con una resistencia a compresión simple de 7.5MPa, 75 kg/cm²

Por tanto obtenemos valores de:

$$f_{mas,c,k} = 0.40 \cdot 96^{0.75} \cdot 75^{0.25} = 36.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{mas,c,m} = 0.83 \cdot 96^{0.66} \cdot 75^{0.18} = 36.72 \text{ kg/cm}^2$$

Como ya se observaron algunos valores obtenidos por formulas empíricas, en momento de hacer comparaciones con los resultados de los análisis más altos, y con los valores obtenidos en estos momentos.

Quizá uno de los registros más críticos es el UV200498 donde los valores máximos compresión son **30.824 Kg/cm²** (Tabla 5.5-28).

Y ahora haciendo la comparación pertinente entre los valores de la literatura y los resultados del modelo se obtiene:

Registro UV200498 esfuerzo máximo a compresión del modelo en Kg/cm² : **30.824**.

Resistencia a compresión de la mampostería obtenida por formula empírica según Mann en Kg/cm² : **36.10**.

Esto quiere decir que los esfuerzos a compresión están por debajo de algunos parámetros obtenidos con datos reales y formulas de la literatura.

6. CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

6.1. CONCLUSIONES

La combinación de las reglas históricas y los nuevos métodos de análisis nos han demostrado que el trabajo con material de mampostería en la antigüedad sido bien utilizado, nos hemos dado cuenta, que nos han otorgado resultados positivos de análisis.

Los resultados por peso propio evidencian que la estructura puede mantener un equilibrio resistente, los valores obtenidos nos muestran que el modelo presenta un buen desempeño ya que los resultados obtenidos en general son aceptables. Podemos afirmar que en esta estructura en particular la respuesta ante peso, aunque es la que gobierna del diseño, no fue significativa

Para los resultados de análisis por sismo logramos observar como el modelo responde de diferente forma ante cada registro sísmico, denotándose una gran variación en los esfuerzos obtenidos; sin embargo, los mayores esfuerzos obtenidos se presentan en la parte superior del puente, en los muros tímpano y en el acostillado, esto no quiere decir que sea un problema, al contrario, ya que aunque son valores altos, pero se encuentran dentro del rango de valores teóricos permisibles. Es importante mencionar que en el intradós de la clave de los arcos existen tensiones relativamente altas, pero que con mampostería de alta resistencia adecuadamente seleccionada, podemos solucionar este problema.

Los resultados por carga viva vehicular nos demuestran que esta acción no conlleva alguna posibilidad de colapso o causar algún problema de servicio en la estructura, esto quiere decir que la carga viva vehicular en el caso particular tratado fue completamente irrelevante.

Los resultados totales nos demuestran que este tipo de modelos estructurales tienen altas expectativas para nuevamente llegar a ser utilizados en un futuro, este es un gran paso para retomar este tipo de estructuras, las cuales mejoradas con las nuevas tecnologías pueden llegar a ser óptimas en un desempeño estructural, es decir que, si en algunos casos llegaran a obtenerse algunas tensiones demasiado elevadas, y que se pueda creer que es un gran problema, las nuevas tecnologías y los nuevos materiales como lo hemos venido mencionando, son parte fundamental para este diseño de estructuras, si bien se llegan a obtener tensiones muy altas, existe la posibilidad de disminuirlas o contrarrestarlas, con materiales que resistan tensiones arriba de las obtenidas, ejemplo; para tensiones en los arcos, se puede reforzar con algún tipo de acero de refuerzo, o si las zonas son muy localizadas, reemplazar algunos de los sillares de roca por otros de algún tipo de concreto, no necesario de una a alta resistencia. Si se llegan a obtener esfuerzos de altas compresiones, se podrían reemplazar algunos de los sillares de roca por otros de concreto, y quizá con un mortero con una alta resistencia a compresión.

Este modelo posee grandes dimensiones comparado con las características actuales de la estructura, podríamos decir que la ventaja del puente actual son sus dimensiones. Los puentes comunes como este o de acero llegan a tener edades de vida reducidas, no pasan muchos años para que en cualquier momento llegué a colapsar por la edad de sus materiales, o algún problema externo. los puentes como el propuesto llegan a perdurar en

pie varios siglos sin tener problemas considerables. Para los puentes comunes es necesario darles un mantenimiento profundo continuamente, a veces por problemas ambientales, a veces por problemas de fatiga, otras veces por eventos extraordinarios. Los puentes de piedra como es un elemento natural y debido a sus componentes, no se requiere mantenimiento estructural continuo. Los puentes de piedra debido a la manejabilidad de la piedra, más complicada y tardada, podrían tener altos costes en una inversión inicial de construcción, pero como anteriormente se mencionó un puente normal recibe una alta atención de mantenimiento, y un puente de piedra sería poco probable., una comparación a largo plazo entre los puentes comunes y los puentes de piedra resultaría una inversión positiva, debido a que los puentes como el propuesto no necesitan de una inversión continua para el mantenimiento.

6.2. LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

Realizar este tipo de estudios en un número mayor de puentes involucrando otras técnicas de análisis.

Llevar a cabo análisis de tipo paramétricos para verificar la sensibilidad de la respuesta ante diferentes acciones.

Realizar análisis de optimización para lograr economía en las geometrías propuestas.

Considerar en los análisis el efecto de la componente vertical de sismo.

Realizar estudios detallados de costo-beneficio, tanto para el costo inicial como para las labores de mantenimiento.

7. REFERENCIAS

- [1]. ASTM International (American Section of the International Association for Testing Materials); ASTM C-270, ASTM C-46.
- [2]. CFE, (2008). Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo. Depto. de Ingeniería Civil, Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- [3]. Huerta, S. (1990), Diseño de Arcos, Bóvedas y Cúpulas en España ca. 1500-ca.1800. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, España.
- [4]. M. Gauthey (1845), Traité de la Construction des Ponts.
- [5]. Martín-Caro J.A. (2001), Análisis estructural de puentes de arco de fábrica. Criterios de Comprobación. Tesis Doctoral, Universidad Politecnica de Madrid, España
- [6]. Martínez G. (2014), Notas de clase, Especialidad en Restauración de Sitios y Monumentos, Facultad de Arquitectura, UMSNH.
- [7]. Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (2004). Departamento del Distrito Federal.
- [8]. Proske D., Gelder, P. (2009), Safety of Historical Stone Arch Bridges, Edit. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg.
- [9]. Rojas R. (2014), Notas de clase; Fundamento del Método de los Elementos Finitos, Maestría en Estructuras, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH.
- [10]. Sanchez de Guzmán, D. (1993). Tecnología del concreto y del mortero, Edit Bhandar Editores Ltda.

- [11]. Telford Thomas – Nimmo, A. (1830), “Bridge” tratado sobre puentes de arco.
- [12]. Tirupathi R., Chandrupatla-Ashok, D. Belegundu (1999), Introducción al Estudio del Elemento Finito en Ingeniería, Segunda edición, Edit Prentice Hall.
- [13]. Villaseñor C. (2014), Caracterización geomecánica y estudio del deslizamiento el Campestre, Morelia, Mich., Tesis de Maestría, Instituto de Investigaciones Metalúrgicas, UMSNH
- [14]. Young, T., (1824) “Brigde” tratado de puentes de arco.
- [15]. <http://catedu.es/aragonromano/>
- [16]. http://cost345.zag.si/Reports/COST_345_WG6.pdf
- [17]. http://es.wikipedia.org/wiki/Historia_de_los_puentes#cite_note-1
- [18]. http://es.wikipedia.org/wiki/Puente_del_Tunkuwini
- [19]. <http://iieg.gob.mx/contenido/Municipios/cuadernillos/Tonala.pdf> 2014
- [20]. http://it.wikipedia.org/wiki/Ponte_Milvio
- [21]. <http://materiales.azc.uam.mx/area/Estructuras/2260511/Cap%C3%ADtulos%20en%20libros/CFE-%20SISMO/MANUAL/04%20MANUAL-SISMO-COMENTARIOS.pdf>
- [22]. http://portal.veracruz.gob.mx/portal/page?_pageid=2128,4330092&_dad=portal&_schema=PORTAL
- [23]. <http://www.acambaro.gob.mx/municipio/atractivos.htm>

[24]. http://www.lapiedad.gob.mx/pdfs/ff5fd8_ARQUITECTURA.pdf

[25]. <http://www.puentealcantara.es/>

[26]. <http://www.romasegreta.it/tevere/ponte-cestio.html>

[27]. <http://www.romasegreta.it/tevere/ponte-fabricio.html>

[28]. www.umwelt-online.de/recht/bau/din/1053_100.pdf