

III SÍNTESIS

A. PRESENTACIÓN DEL PUENTE PEATONAL A DISEÑAR.

La estructura consiste en una combinación de sistemas estructurales que se decidieron unir por dos razones: la primera para investigar como se comportan sistemas estructurales poco utilizados en Guatemala, trabajando juntos, y la segunda, una razón arquitectónica; la estética de una configuración bivalente siendo una estructura pura de mucha belleza.

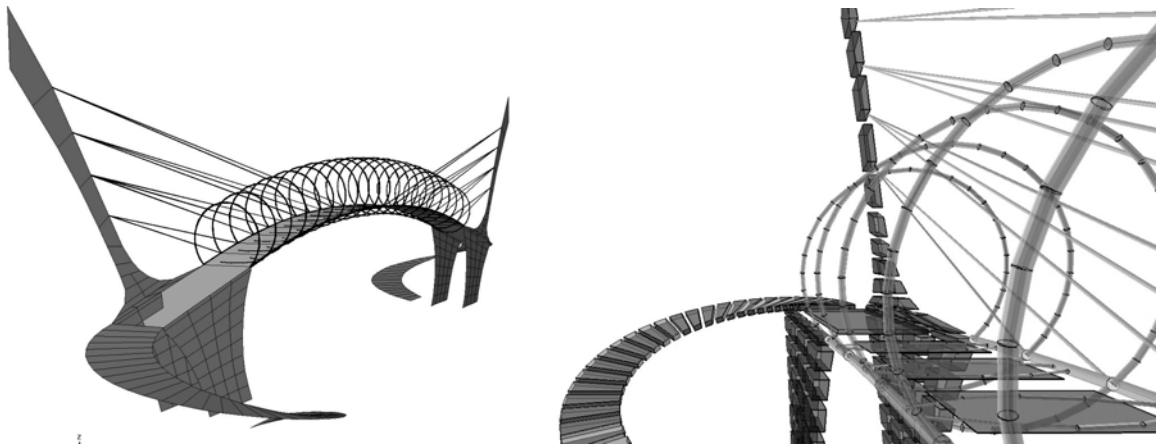
El sistema consiste esencialmente en:

- Una rampa de ascenso que es propuesta de concreto reforzado que parece flotar en el aire al no tener apoyos desde su base hasta su apoyo superior. La ventaja física de ser helicoidal produce que sus fuerzas principales sean axiales y por lo tanto es autoportante.
- El segundo componente lo forman las “patas” que se definieron en el sistema como muros de cortante debido a su forma masiva de concreto reforzado, que de igual manera es una combinación de arquitectura e ingeniería pues con este material se puede dar la forma deseada y al mismo tiempo crear un apoyo bastante resistente a todo el conjunto.
- El tercer elemento es el puntal y es prácticamente la continuación de dos de las “patas” hasta una altura de 13.00 metros al cual se anclan los cables y ha sido inclinado hacia atrás para lograr el balance a través de su peso que crea una componente vertical igual a la componente de fuerza horizontal que resisten los cables, debido al peso de todo el paso peatonal suspendido.
- El siguiente sistema, es el de cables; la ventaja de esta estructura es que ella misma fue dando su belleza, pues al mencionar los cables se debe mencionar que la configuración inicial era tipo abanico, sin embargo se daba el problema de que algunos cables se cruzaban con lo anillos y se hicieron cambios en los anclajes hasta que, con la configuración actual se evita ese problema. Es de reconocer el gran aporte que el sistema funicular da a la estética más aún que a su uso portante, pues como se muestra más adelante, ayuda a reducir la sección del tubo del arco aunque pudiera prescindirse de ellos.

Dibujo catorce: Elevación del puente definido.

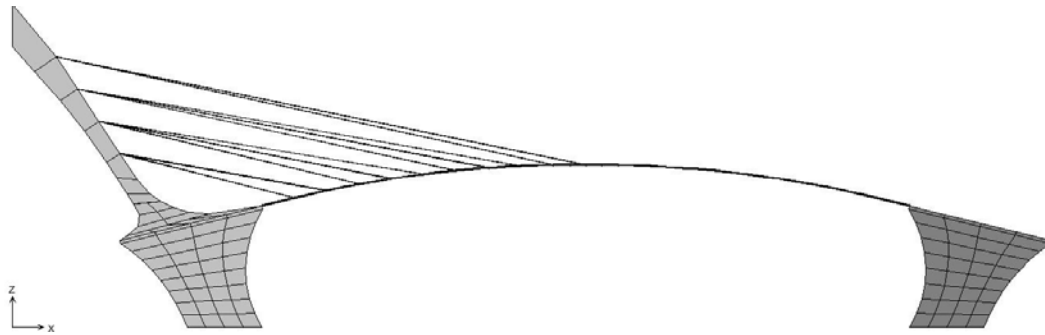
Dibujo quince: Planta del puente definido.

- Los anillos, son el siguiente sistema, estos también se colocaron por razones arquitectónicas, inicialmente, pero por su naturaleza autosustentables, están dando un gran aporte a la estructura debido a que en la parte inferior, bajo el arco, están ayudando a transmitir, no solo el momento que ser forma del voladizo, sino la torsión por la irregularidad de la estructura. Al mismo tiempo cumplen la función para la que inicialmente fueron colocados, que es sostener un techo de acrílico que irá remachado directamente sobre ellos. La idea de los anillos se da por la perspectiva que forma. Es interesante recorrer la pasarela como si se tratará de caminar dentro del “esqueleto de una criatura cetácea”.
- El siguiente sistema, uno de los principales, es el arco que soporta todo el puente, toda la pista peatonal. Ya sobre sabido es que los arcos se sustentan muy bien y es por ello que se vuelve muy importante su participación en la estructura y como se verá adelante, se pone a funcionar como un segundo frente para defensa contra el sismo.



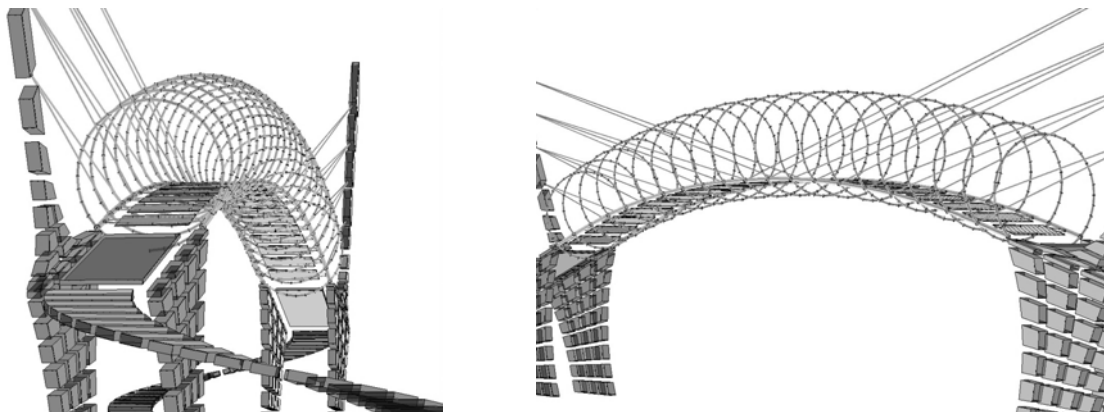
Dibujo dieciséis y diecisiete: Aspectos del puente final.

- Como se ha dicho con anterioridad, la estructura se fue dando forma por sí sola, ya que originalmente era una losa de concreto apoyada sobre los arcos para la pista peatonal, sin embargo, ésta provocaba que los arco no trabajaran al ser demasiado rígida, y al estar colocada en forma de arco funcionaba como una placa delgada que se autosustentaba. Con esos resultados y revisando proyectos de puentes en otros países, principalmente europeos, se quitó la losa y se colocó lámina expandida, la cual da una vista muy impresionante al conjunto.
- Aquí aparece un nuevo elemento que fue necesario para aumentar la resistencia a carga viva de la lámina. En lugar de colocar vigas horizontales, se sigue la forma isostática de la deformación de la lámina creando óvalos con tubo circular de alma hueca, colocados por debajo de la superficie de caminamiento. Con esto también se tuvieron menos puntos de contacto y menos momentos a la hora de ingresar el modelo al programa SAP.



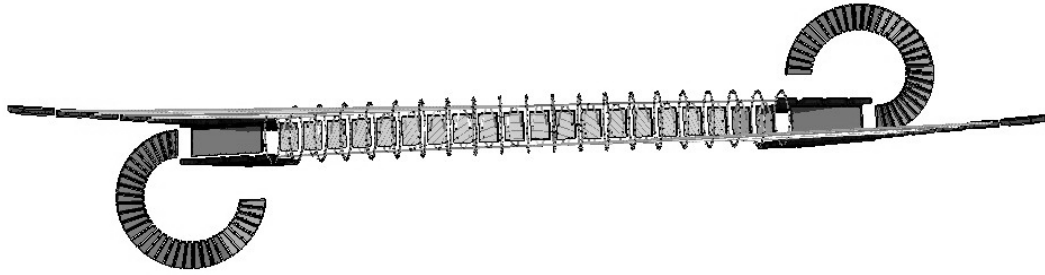
Dibujo dieciocho: Perfil del modelo.

Corresponde ahora explicar como se analizó y diseñó la estructura. Se utilizó la herramienta computacional SAP V8.3.9.1 que realiza análisis no-elásticos. Para ello se modeló la estructura con dos tipos de elementos conocidos dentro del programa como “shells” y “frames”, placas y marcos. Primero se levantó un modelo en tres dimensiones en el programa AUTOCAD en donde se utilizaron “3D faces” para las placas y líneas normales para los marcos. Luego se importó hacia SAP con esa configuración. Un detalle importante es que los arcos y curvas tuvieron que ser convertidos en polígonos de no más de 33 segmentos debido a que SAP no reconoce círculos puros. La cantidad de segmentos tenía que ser controlada a manera de no sobrepasar la capacidad del SAP que es solamente de 1500 nudos.



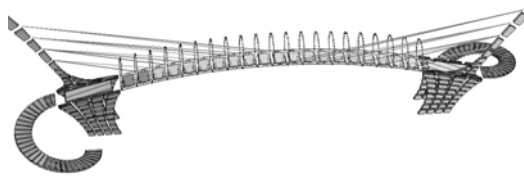
Dibujo diecinueve y veinte: Aspectos laterales del puente.

Ya en SAP se dividieron las placas que forman principalmente las pilastras y el puntal a manera de tener un mejor análisis. Ya del AUTOCAD se traía una división en placas básica.

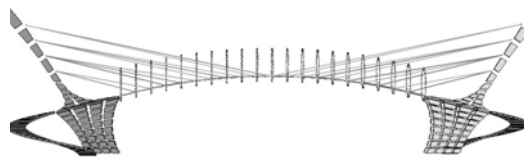


Dibujo veintiuno: Vista aérea del modelo.

La parte de la estructura que vino al final. Después de varias pruebas, fue la definición de la cimentación. Usualmente se recomienda un pilote como la mejor opción para cimentar un puntal. Para ello se agregó al modelo de la estructura una columna al centro y debajo de la pilastra y el puntal, siendo dividida en segmentos a manera de simular la interacción suelo estructura. Los detalles se ven en la memoria de cálculo.



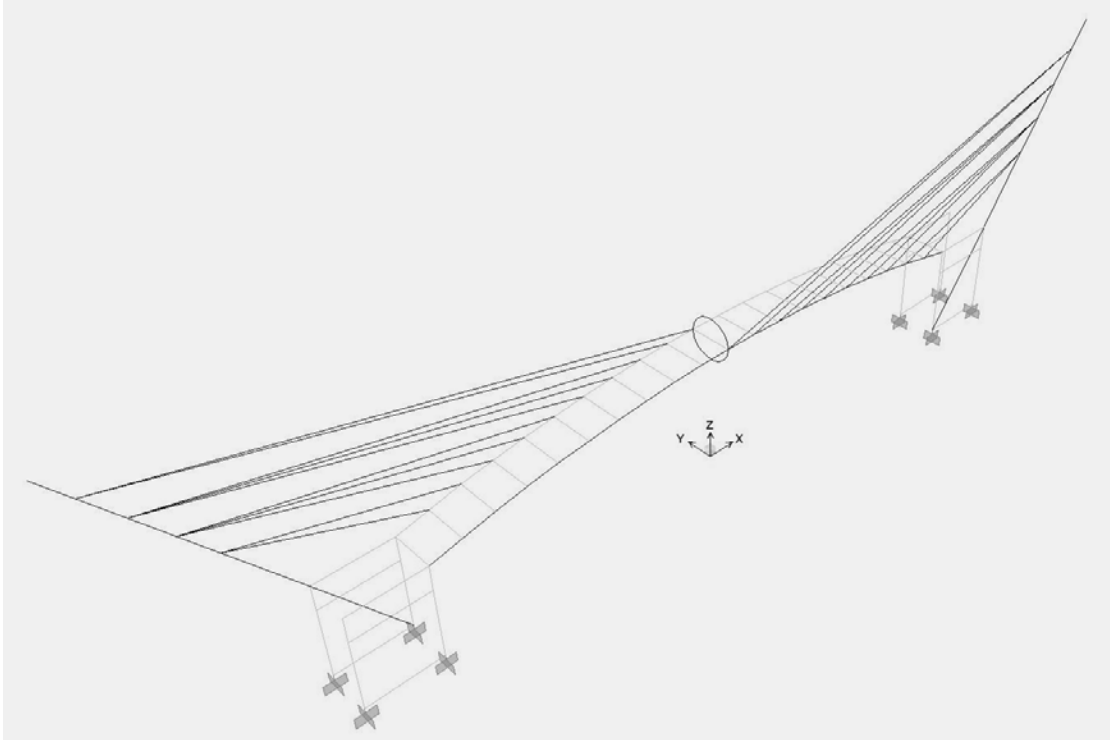
Dibujo veintidós: Vista aérea del modelo.



Dibujo veintitrés: Vista lateral del modelo.

El dibujo veinticuatro muestra el primer modelo que se levantó en S.A.P. para determinar si era correcto el comportamiento de las suposiciones iniciales a través del modelo arquitectónico. Luego con el modelo real del puente se realizó un análisis lineal y estático equivalente. Aquí se detectó el problema de que los cables resistían momento lo que hizo obligatoria el análisis no lineal. Ya en este análisis se pidió que los cables sólo trabajaran a compresión pura. Todos los

detalles de cómo se trabajó cada elemento de la estructura se describen más adelante por separado en la memoria de cálculo.



Dibujo veinticuatro: Modelo en S.A.P prueba inicial hecha para analizar la arquitectura a nivel estructural.

El siguiente paso fue asignar secciones a los elementos y asignarles cargas; a las placas se les asignó carga automática de viento, pero a todos los elementos restantes se les asignaron cargas distribuidas directamente que simulan la carga de viento, en ambas direcciones. A sabiendas que los elementos se exponen seriamente a fuerzas de viento de acuerdo a su altura y sección, los cables y demás partes de la estructura-- tubos principalmente--se sometieron a una carga teórica equivalente que se calculó con la fórmula del UBC97 sección 1,620 que dice que la carga de viento es igual a:

$$P=C_e C_q q_s l_w$$

Donde:

C_e que es dado por la altura total de la estructura--en este caso 13.00 metros-- se interpoló entre 40 y 60 pies siendo su valor de **0.85463**

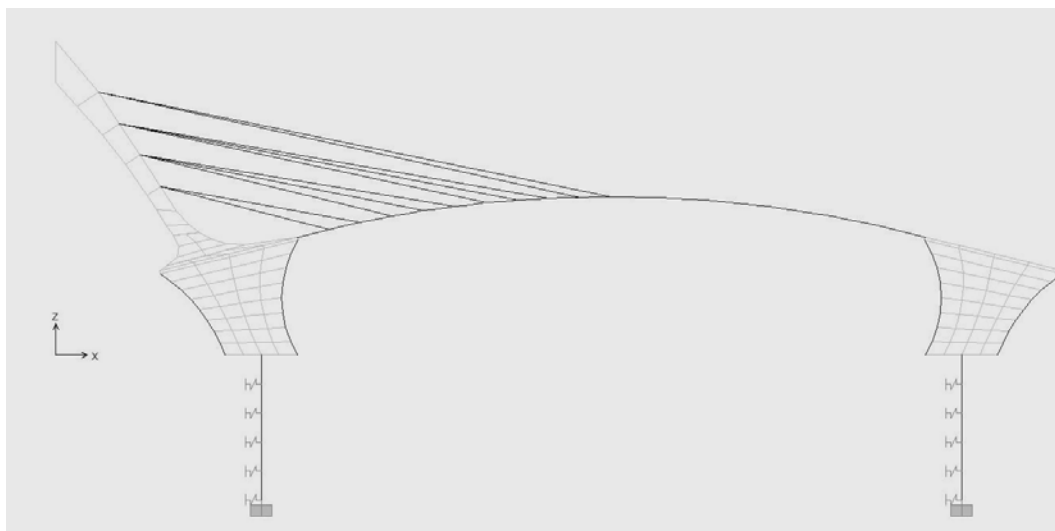
C_q equivale a **0.8**

q_s igual a **12.00 lb./pie²**

l_w es igual a **1**.

De aquí se tiene que;

$$P = 8.204448 \text{ lb./pie}^2$$



Dibujo veinticinco: Vista en elevación del modelo de análisis.

Para el análisis sísmico, luego de hacer la primera prueba con estático equivalente en base a UBC97, se pasó a hacer una prueba con espectro de respuesta, siempre dado por UBC97 para lo cual se utilizaron las siguientes variables:

- Factor para la carga por aceleración, que es la gravedad dividido el factor **R**, se calculó buscando primero dicho valor. Según el código, para muros de cortante, que es como trabaja la estructura en el sentido “x” es:

$$R = 4.5$$

- Y en el sentido “y”, en donde por el puntal trabaja principalmente como una columna en voladizo:

$$R = 2.2$$

- Con esto se obtienen factores que modifican la carga así, para Kg/m:

$$x = 2.1867$$

$$y = 4.4591$$

- Para la función del espectro de repuesta, el factor por aceleración del tipo de suelo, según el código, es:

$$Ca = 0.4$$

- Para zona sísmica 4

$$C_v = 0.64$$

- Suelo estándar tipo:

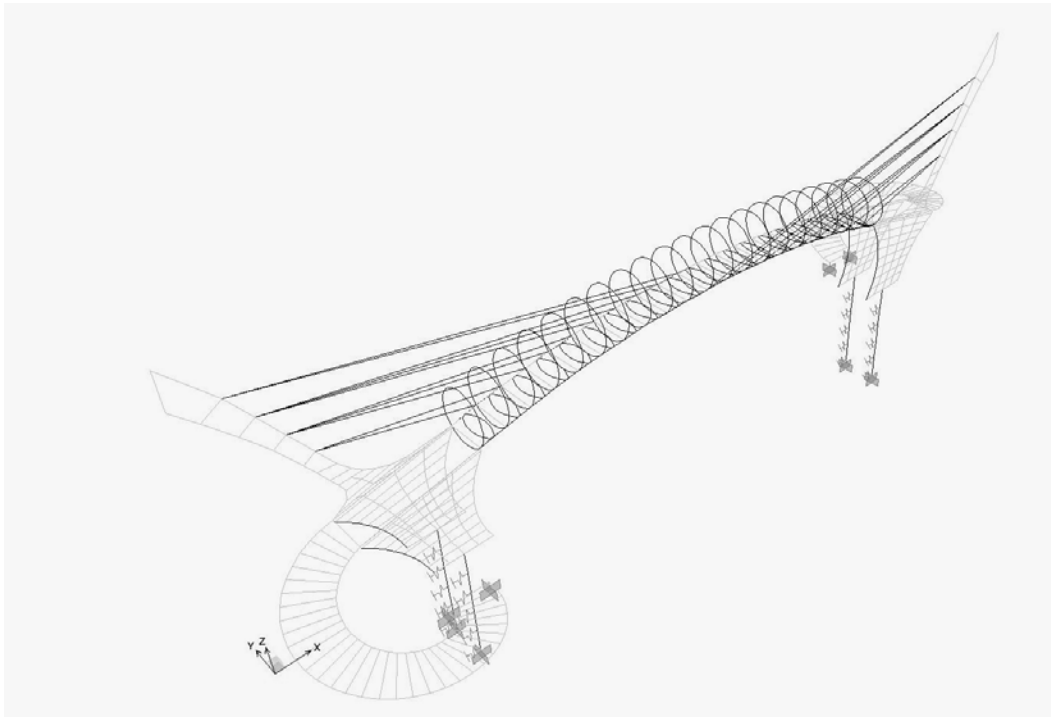
Sd = Stif Soil Profile

- Velocidad de onda de corte ***Vs***:

180 a 360 m/s

- Zona sísmica:

Cuatro



Dibujo veintiséis: Vista tridimensional del modelo en SAP.

Las primeras pruebas encontraron la Eigen Solución a través de Eigen Vectores; analizando 12 modos de vibración, sin embargo, dada la tipología de la estructura, con el numeroso grupo de aros flotante y cables, con esa cantidad de modos, no se conseguía la participación del 90% de la masa como mínimo, por lo cual fue necesario ir solicitando más modos de vibración hasta llegar a los treinta.

El SAP tiene un sistema de alertas que le dan recomendaciones al usuario para mejorar el desempeño del programa y de los análisis respectivos, y gracias a ellas se realizó un análisis modal tipo RITZ VECTORS que según el manual del programa, va a la estructura y busca los modos de vibración significativos y desecha los menos importantes, por lo cual con los 30 modos que ya habían sido solicitados, se logró encontrar en cuales la masa participa hasta en un 94% aproximadamente.

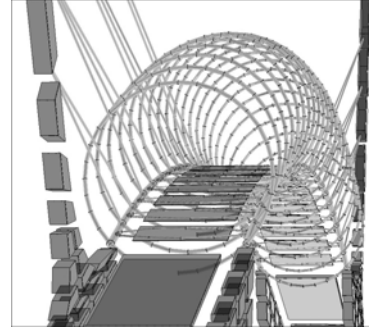
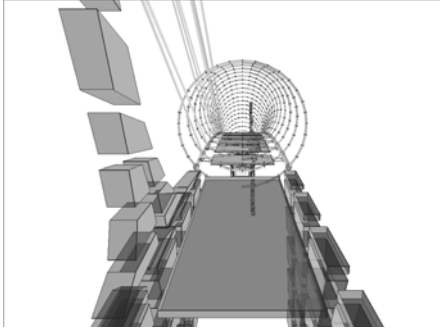
Debido a que en diseño No-lineal, aún no existen criterios de diseño estandarizados, el programa SAP no aplica combinaciones de carga automáticamente al diseño, por lo cual se crearon 16 tipos diferentes de combinaciones de carga, basadas en los códigos AISC96 para acero, diseño LRFD concreto se usó el ACI95.

Combinaciones para diseño de acero:

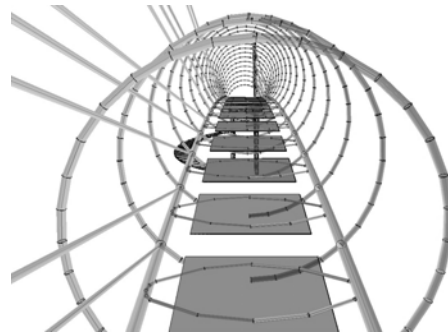
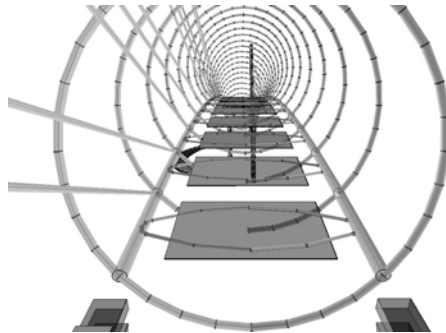
- 1.- 1.4 M
- 2.- 1.2 M + 1.6 V
- 3.- 1.2 M + 1.6 V + 0.8Vi
- 4.- 1.2 M + 1.3 Vi + 0.5 V
- 5.- 1.2 M + S + 0.5 V
- 6.- 1.2 M + - S + .5V
- 7.- 0.9 M + 1.3 Vi
- 8.- 0.9 M – 1.3 Vi
- 9.- 0.9 M + 1.3 S
- 10.- 0.9 M +- 1.3 S

Combinaciones para diseño de concreto reforzado:

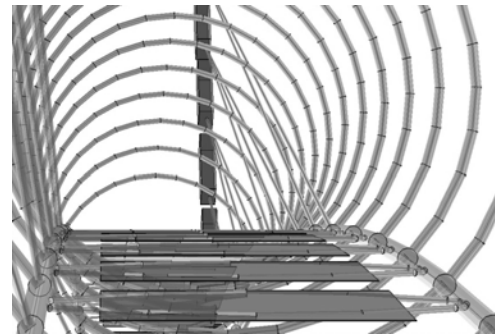
- 1.- 1.4 M + 1.7 V
- 2.- 0.75(1.4 M + 1.7 V + 1.7 Vi)
- 3.- 0.9 M + 1.3 Vi
- 4.- 0.75(1.4 M + 1.7 V +1.7(1.1 S))
- 5.- 0.9 M + 1.3(1.1 S)



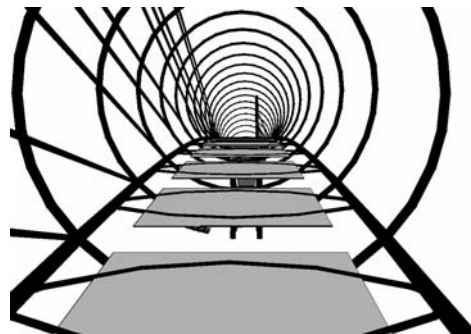
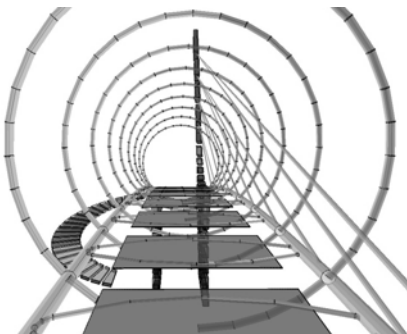
Dibujos veintisiete y veintiocho.



Dibujos veintinueve y treinta.

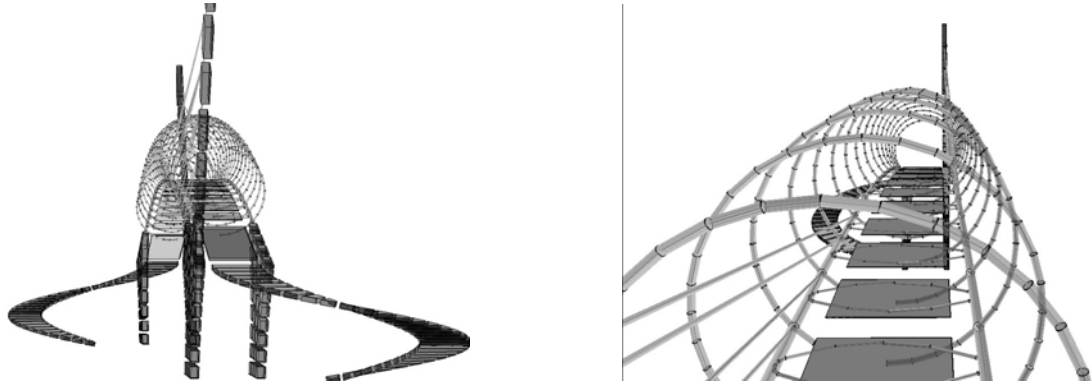


Dibujos treinta y uno y treinta y dos.

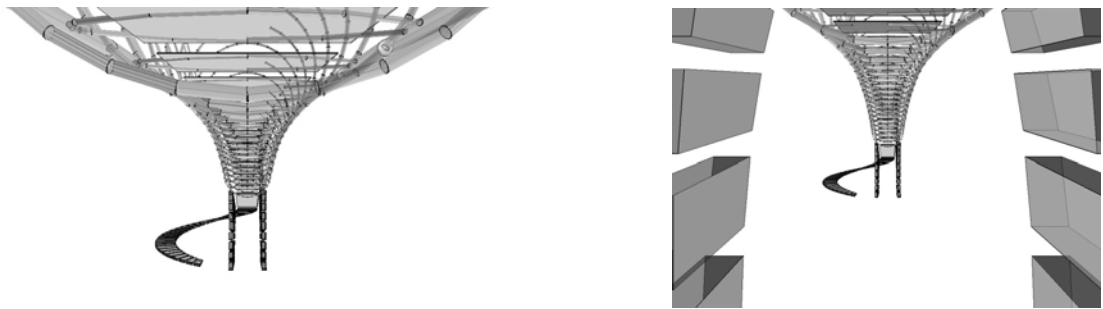


Dibujos treinta y tres y treinta y cuatro.

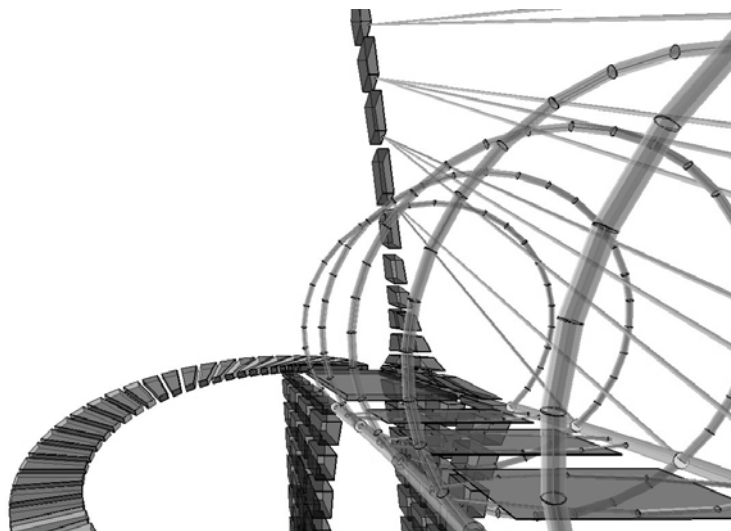
Dibujos veintisiete a treinta y cuatro: Circulando por la pasarela. Desde la rampa hasta el centro del muelle.



Dibujos treinta y cinco y treinta y seis: Vista aérea del techo del muelle.



Dibujos treinta y siete y treinta y ocho: Vista desde el paso vehicular.



Dibujo treinta y nueve: Vista aérea lateral.

B. MEMORIA DE CÁLCULO

Estos son los resultados del análisis de la estructura:

- Cortante en la base en el sentido x de **13,725.31 Kg.** sentido y **30,748.55 Kg**
- El peso de la estructura es **194,659.31 Kg.**
- La carga viva representa un peso de **60,746.95.**

Con estos datos se puede revisar la frecuencia de vibración de la estructura dada por el manual de la AASHTO en la sección de GUÍA DE ESPECIFICACIONES PARA DISEÑO DE PUENTES PEATONALES en la cual se recomienda que el peso de una estructura de esta naturaleza sea:

$$W \geq 180 e^{(-0.35 f)}$$

En donde:

f es la frecuencia fundamental de vibración de la estructura. En el caso del puente analizado en la presente tesis se tiene una frecuencia de **1.2502 Hz**

Debido a que el período del primer modo es igual a **0.79987 seg.**

Aplicando la fórmula el peso mínimo de la estructura debería ser **116.21 kips,**

El peso total del puente es de **428.25 Kips** sin considerar carga viva.

Sin si se considera el peso de los pilotes, el total es: **328.7543 Kips**

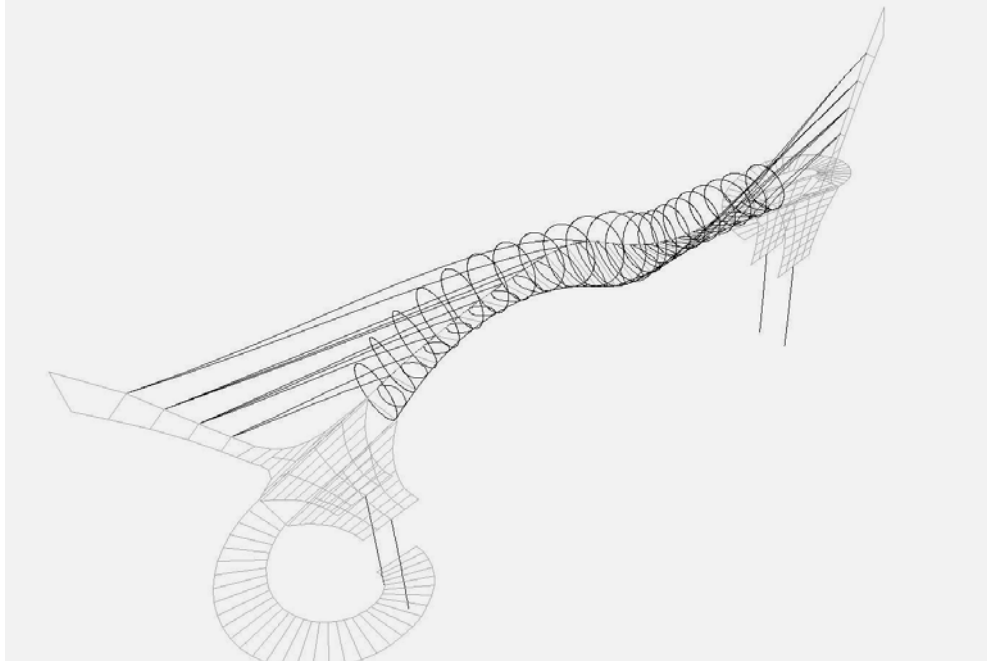
Sumando la carga viva se tiene: **561.89 Kips.**

Se aplica ahora la fórmula:

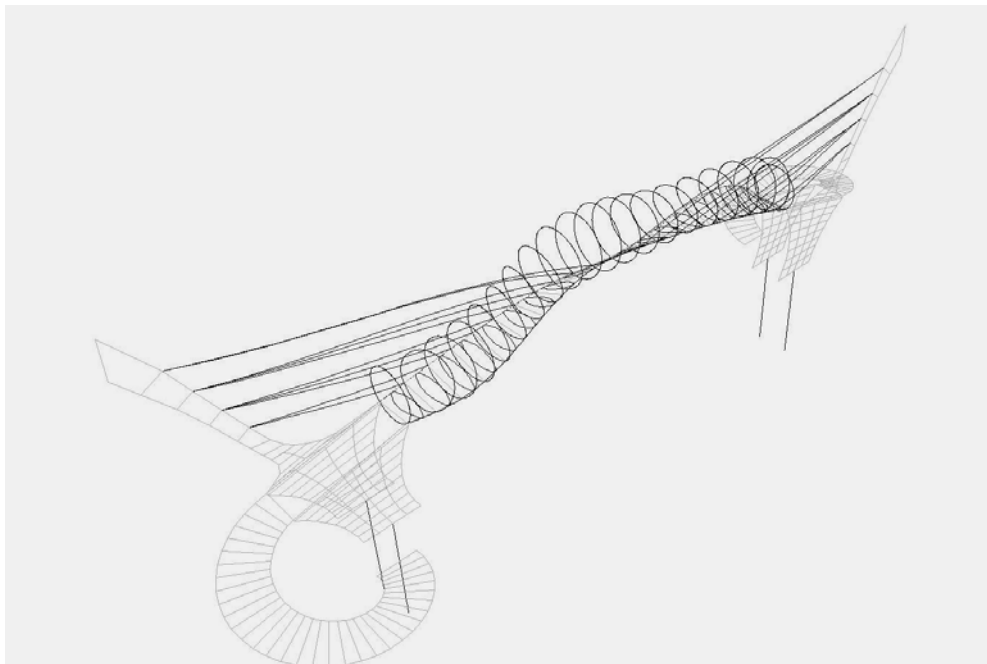
$$f \geq 2.86 \ln (180/W) = -3.2556 \text{ Hz}$$

La masa total de la estructura es de: **19,880.37 Kgf-s²/m.**

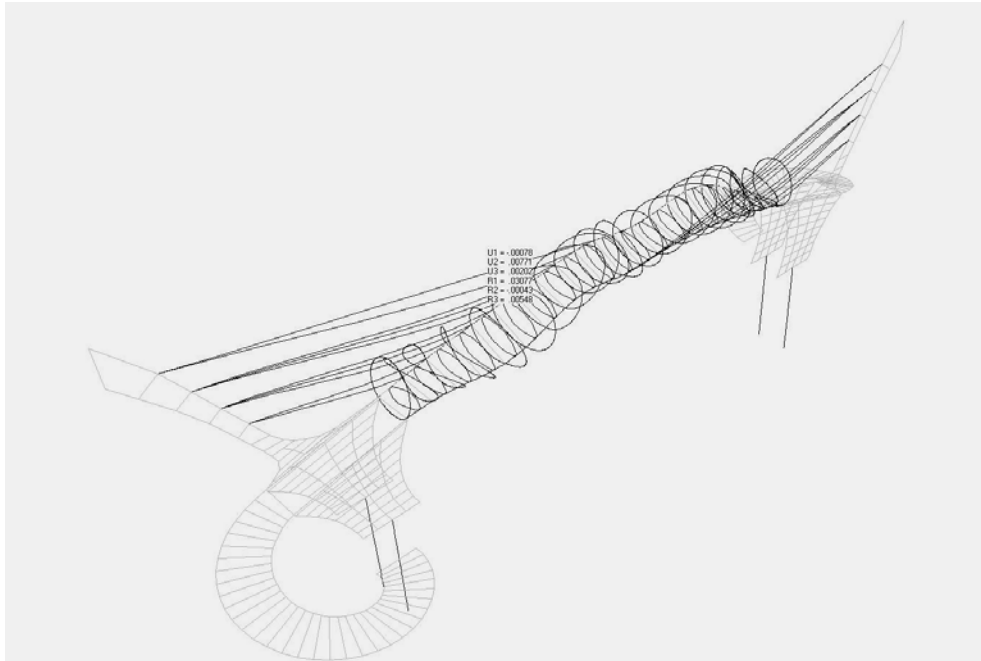
A continuación se presentan los dibujos de las deformaciones modales en los modos más significativos, o sea donde la participación de la masa modal es mayor. Esto con el objetivo de tener una idea general de cómo se comporta dinámicamente el puente peatonal.



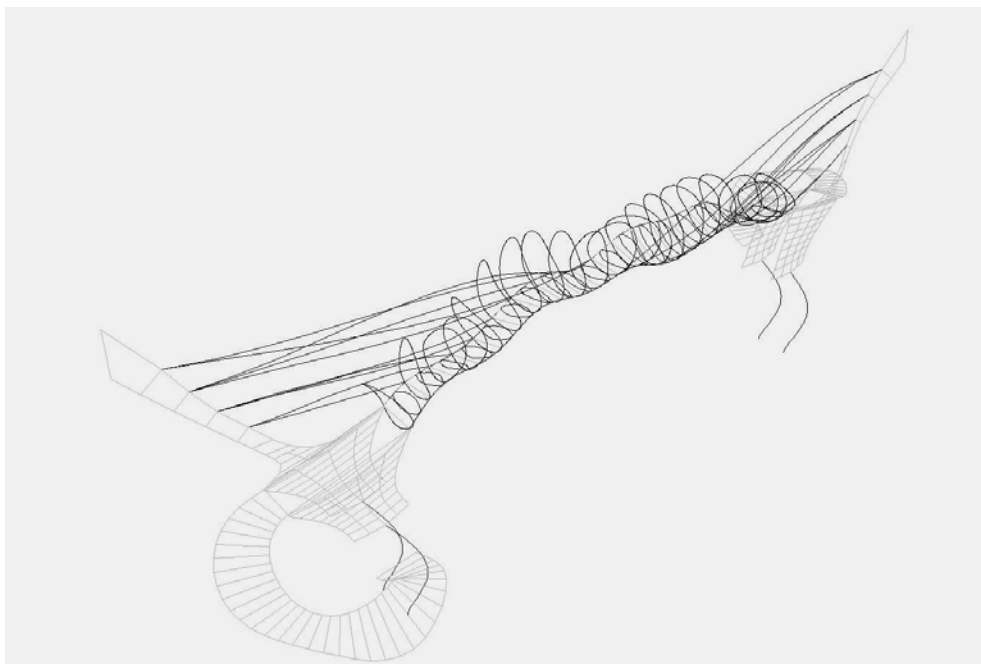
Dibujo cuarenta: Deformaciones del modo uno. Se aprecia como ondula la pista peatonal con el efecto del sismo en sentido largo de la estructura.



Dibujo cuarenta y uno: Deformaciones del modo siete. Se aprecia como se deforma la pista peatonal debido al efecto de torsión provocado por la asimetría de la estructura.



Dibujo cuarenta y dos: Deformaciones del modo quince. Se aprecian las deformaciones que sufren los anillos debido a la aplicación del desplazamiento de su base.



Dibujo cuarenta y tres: Deformaciones del modo veintinueve. Este es uno de los modos más significativos pues contempla las deformaciones de toda la estructura en su conjunto y su comportamiento ante cargas sísmicas

Véanse ahora los resultados numéricos del análisis de superposición modal, se hace la salvedad de que se presentan solo valores representativos pues como el lector sabrá, la cantidad de resultados numéricos es inmensa y no puede presentarse en su totalidad. Se presentan resultados máximos en elementos que interesan diseñar y resultados que interesan revisar.

Tabla 6: CORTANTE BASAL MODAL						
StepNum	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Unitless	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
1	3,458.5800	-727.6500	0.0000	3,624.6700	54,969.4300	-20,194.4500
2	0.0000	0.0000	-223.3600	-223.3600	5,137.3000	54,279.5300
3	-989.7600	-2,709.5800	0.0000	22,789.5800	-16,908.8700	-61,330.5300
4	-3.6300	-10.0100	-7,778.3700	-7,783.2900	178,941.5600	179,761.6600
5	177.0400	19,536.9600	0.0000	-73,170.1800	44,250.8700	449,173.0200
6	-3,092.4900	-7,027.2500	-1,770.7000	-5,236.3700	73,542.2000	-382,613.4900
7	10,413.7100	7,671.6300	0.0000	-28,069.7600	124,648.0700	166,033.8900
8	-13,982.1100	15,440.5700	0.0000	-25,146.3800	-116,156.1000	369,115.2000
9	-9,109.4000	-2,497.9000	0.0002	-6,063.1000	83,065.8500	-48,342.3100
10	-5,568.7700	1,017.7400	-9.5600	5,145.5500	15,249.7100	28,245.9300
11	-12,173.7400	15,992.3600	-939.7400	5,890.0300	158,694.8900	306,735.3100
12	-8,729.1100	21,377.2600	-1,014.4600	13,977.1100	137,460.1100	421,521.0600
13	15,755.5300	796.8700	53.7400	3,899.8100	-206,989.1200	6,850.6500
14	32,768.0400	-10,935.6100	127.1200	2,001.0800	-305,630.2900	-274,361.4400
15	-82,364.7100	3,424.3000	102.9000	-17,723.7000	856,642.7100	169,319.8300
16	22,644.2400	-4,182.2200	-43.8100	10,861.6300	-20,993.7400	-122,165.6400
17	94,009.2100	2,116.9600	131.1100	59,372.4900	-1,261,534.1500	-34,726.3600
18	31,604.2000	66,560.0300	-100.4000	128,119.7500	-178,410.6400	1,491,170.6100
19	-34,772.0900	-77,167.0400	427.1700	-196,885.0800	359,169.5700	-1,702,823.9800
20	26,637.5900	-16,728.9100	1,082.2500	101,797.8300	-274,039.2800	-316,981.9600
21	-66,166.5300	-58,456.4700	-245.6600	1,612.2500	545,015.1900	-1,301,268.1300
22	-54,788.3700	225,010.0800	-896.4100	218,408.0000	297,279.1700	5,148,101.2900
23	-46,667.6600	36,979.0100	705.5300	228,950.7700	-584,349.1600	966,540.1800
24	13,471.3800	-44,473.7100	-582.6600	298,666.2400	1,820,259.2400	-1,105,144.7300
25	-461,477.9200	54,979.9700	-1,210.7600	-127,888.0000	2,609,200.5100	1,567,564.0100
26	-105,522.1800	-552,419.2500	381.1700	-858,479.0700	3,357,497.1900	-12,557,279.2000
27	-243,694.9400	-273,640.4600	1,114.6900	450,756.9800	-852,428.5000	-5,827,502.5500
28	303,942.4600	1,054,633.7200	-52.1000	-1,351,529.5200	-11,665,592.5000	23,962,489.3200
29	-5,167,059.4800	3,600,040.2800	-970.5700	9,504,133.8900	3,681,708.7800	87,371,931.3100
30	-5,422,756.8300	-8,969,209.1700	274.9900	-18,885,174.7000	27,893,443.1400	-200,724,424.0000

Tabla 7: CORTANTE BASAL								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
SISMOESPECCOMB	LinRespSpec	Max	13654.19	29079.81	24.47	116781.15	178458.01	667490.17

Tabla 8: RELACIONES DE PARTICIPACIÓN MODAL DE MASA, Aceleraciones						
Modo	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.851588	0.2700	0.0118	0.0000	0.2700	0.0118
2	0.819197	0.0000	0.0000	0.0009	0.2700	0.0118
3	0.819157	0.0186	0.1400	0.0000	0.2800	0.1500
4	0.402351	0.0000	0.0000	0.0670	0.2800	0.1500
5	0.383606	0.0000	0.3500	0.0000	0.2800	0.5000
6	0.345797	0.0000	0.0000	0.0017	0.2800	0.5000
7	0.342399	0.0630	0.0342	0.0000	0.3500	0.5300
8	0.281004	0.0515	0.0628	0.0000	0.4000	0.6000
9	0.23922	0.0115	0.0009	0.0000	0.4100	0.6000
10	0.175904	0.0012	0.0000	0.0000	0.4100	0.6000
11	0.163908	0.0000	0.0000	0.0003	0.4100	0.6000
12	0.162988	0.0001	0.0000	0.0003	0.4100	0.6000
13	0.158344	0.0055	0.0000	0.0000	0.4200	0.6000
14	0.156338	0.0255	0.0012	0.0000	0.4400	0.6000
15	0.146582	0.1400	0.0008	0.0000	0.5800	0.6000
16	0.140268	0.0071	0.0016	0.0000	0.5900	0.6000
17	0.135529	0.1200	0.0009	0.0000	0.7100	0.6000
18	0.124	0.0088	0.0302	0.0000	0.7200	0.6300
19	0.112757	0.0190	0.0286	0.0001	0.7400	0.6600
20	0.107796	0.0002	0.0282	0.0003	0.7400	0.6900
21	0.102997	0.0078	0.0095	0.0000	0.7400	0.7000
22	0.096833	0.0044	0.0635	0.0002	0.7500	0.7600
23	0.083647	0.0077	0.0486	0.0001	0.7600	0.8100
24	0.069878	0.0202	0.0000	0.0001	0.7800	0.8100
25	0.060766	0.0182	0.0030	0.0004	0.8000	0.8100
26	0.059251	0.0006	0.0117	0.0000	0.8000	0.8300
27	0.039595	0.0237	0.0137	0.0004	0.8200	0.8400
28	0.032406	0.0113	0.0077	0.0000	0.8300	0.8500
29	0.01863	0.0810	0.0176	0.0002	0.9100	0.8700
30	0.01671	0.0438	0.0680	0.0000	0.9600	0.9300

Tabla 9: RELACIÓN TOTAL DE PARTICIPACIÓN MODAL DE MASA				
OutputCase	ItemType	ubicación	estático	Dinámico
Text	Text		%	%
MODAL	Acceleration	UX	100	95.5652
MODAL	Acceleration	UY	100	93.3384
MODAL	Acceleration	UZ	68.4266	7.2221

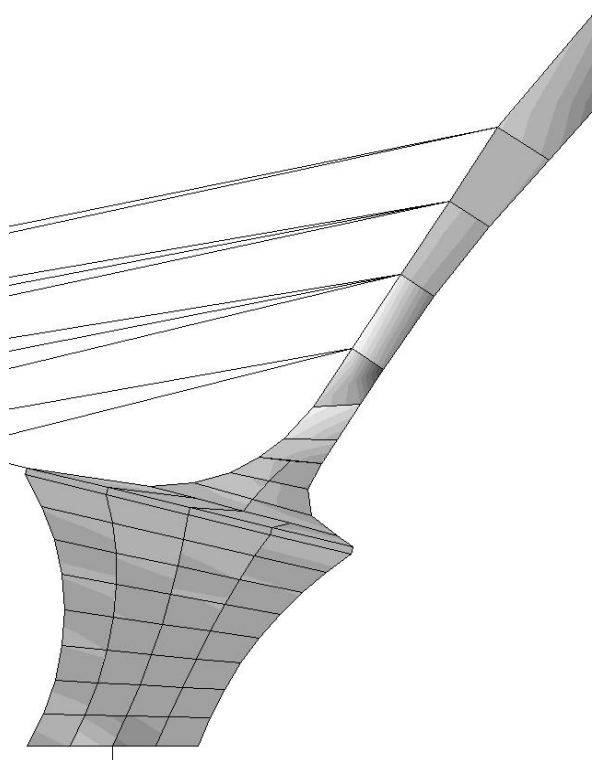
Tabla 10: RELACIONES DE PARTICIPACIÓN MODAL, Reacciones						
Modo	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.0000	0.0183	0.0872	0.0000	0.0183	0.0872
2	0.0009	0.0000	0.0000	0.2100	0.0183	0.0872
3	0.0009	0.3700	0.0077	0.0000	0.3900	0.0948
4	0.0679	0.0000	0.0000	0.1300	0.3900	0.0948
5	0.0679	0.4300	0.0057	0.0000	0.8200	0.1000
6	0.0697	0.0000	0.0000	0.1100	0.8200	0.1000
7	0.0697	0.0410	0.0075	0.0000	0.8600	0.1100
8	0.0697	0.0470	0.0009	0.0000	0.9100	0.1100
9	0.0697	0.0001	0.0088	0.0000	0.9100	0.1200
10	0.0697	0.0000	0.0003	0.0000	0.9100	0.1200
11	0.0699	0.0000	0.0001	0.0051	0.9100	0.1200
12	0.0702	0.0000	0.0000	0.0059	0.9100	0.1200
13	0.0702	0.0000	0.0069	0.0000	0.9100	0.1300
14	0.0702	0.0007	0.0199	0.0001	0.9100	0.1400
15	0.0702	0.0007	0.1200	0.0001	0.9100	0.2700
16	0.0702	0.0010	0.0009	0.0000	0.9100	0.2700
17	0.0702	0.0000	0.1500	0.0001	0.9100	0.4200
18	0.0702	0.0055	0.0038	0.0001	0.9100	0.4300
19	0.0703	0.0034	0.0169	0.0011	0.9200	0.4500
20	0.0707	0.0057	0.0002	0.0065	0.9200	0.4500
21	0.0707	0.0047	0.0043	0.0004	0.9300	0.4500
22	0.0709	0.0178	0.0012	0.0044	0.9500	0.4500
23	0.0711	0.0107	0.0001	0.0027	0.9600	0.4500
24	0.0712	0.0010	0.0004	0.0021	0.9600	0.4500
25	0.0716	0.0022	0.0013	0.0086	0.9600	0.4500
26	0.0716	0.0004	0.0046	0.0006	0.9600	0.4600
27	0.0720	0.0027	0.0059	0.0066	0.9600	0.4600
28	0.0720	0.0001	0.0000	0.0000	0.9600	0.4600
29	0.0722	0.0004	0.0047	0.0042	0.9600	0.4700
30	0.0722	0.0047	0.0104	0.0002	0.9700	0.4800

Tabla 11: FACTORES DE LAS RELACIONES DE PARTICIPACIÓN MODAL									
Modo	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	ModalMass	ModalStiff
	Sec	Lb-s2	Lb-s2	Lb-s2	Lb-in-s2	Lb-in-s2	Lb-in-s2	Lb-in-s2	Lb-in
1	0.851588	-140.0655	29.4682	0.0000	12,740.2015	54,557.41	0.00	86.7962	4,725.00
2	0.819197	0.0000	0.0000	-8.3706	0.0002	-0.00	80,085.36	86.7962	5,106.04
3	0.819157	-38.0883	1.5337	0.0000	57,605.4053	-16,184.33	-0.00	86.7962	5,106.53
4	0.402351	0.0000	0.0000	70.3172	-0.0003	-0.11	64,065.52	86.7962	21,166.58
5	0.383606	1.4549	160.5470	0.0000	-61,597.0820	13,972.71	0.00	86.7962	23,285.71
6	0.345797	0.0000	0.0000	11.2495	0.2631	-73.85	-57,575.65	86.7962	28,656.08
7	0.342399	68.1779	-50.2257	0.0000	-19,099.4220	16,023.45	0.00	86.7962	29,227.82
8	0.281004	-61.6556	68.0868	0.0000	-20,449.0748	-5,601.14	0.00	86.7962	43,394.53
9	0.23922	-29.1110	-7.9826	0.0000	1,122.8148	17,327.59	0.00	86.7962	59,877.93
10	0.175904	-9.5162	1.4240	-0.0449	7.9576	3,233.69	-126.70	86.7962	110,741.69
11	0.163908	-0.1251	0.5684	-4.4280	-170.4782	1,385.17	-12,568.79	86.7962	127,543.92
12	0.162988	2.5103	-1.0198	-4.7731	496.8267	505.12	-13,490.66	86.7962	128,988.05
13	0.158344	20.1445	1.0298	0.2545	-33.9206	-15,352.87	733.52	86.7962	136,664.12
14	0.156338	43.3571	-9.5672	0.5969	2,462.7364	-26,049.83	1,678.12	86.7962	140,194.14
15	-0.146582	100.6133	7.5766	0.4840	-2,566.2932	64,993.33	1,367.85	86.7962	159,477.92
16	0.140268	-22.9209	10.8681	-0.2019	2,917.6131	-5,515.16	-535.76	86.7962	174,156.68
17	0.135529	94.9364	8.3585	0.6150	535.8303	-72,754.01	1,726.30	86.7962	186,550.08
18	0.124	25.4517	47.2040	-0.4665	-7,007.7825	-11,325.99	-1,273.82	86.7962	222,850.66
19	0.112757	-37.4620	-45.9497	2.0114	5,501.4674	24,017.85	5,729.88	86.7962	269,507.17
20	0.107796	3.8542	45.5826	5.0674	-7,119.0278	-2,829.22	14,207.11	86.7962	294,888.53
21	0.102997	-23.9230	-26.4507	-1.1664	6,456.6808	12,164.82	-3,411.51	86.7962	323,005.15
22	0.096833	-17.9465	68.4360	-4.1920	-12,586.6517	6,445.83	-11,740.71	86.7962	365,437.47
23	0.083647	-23.8384	59.8849	3.2898	-9,766.2464	-1,558.53	9,175.46	86.7962	489,728.67
24	0.069878	38.5889	1.8915	-2.7473	3,053.5410	-3,518.58	-7,994.91	86.7962	701,743.12
25	0.060766	-36.6649	14.8745	-5.6730	-4,442.6803	6,775.34	-16,347.72	86.7962	927,986.40
26	0.059251	-6.8636	29.4099	1.7287	1,846.4644	12,525.28	4,481.88	86.7962	976,037.18
27	0.039595	-41.7834	31.7978	5.0993	-4,902.8365	14,210.49	14,331.17	86.7962	2,185,674.52
28	0.032406	-28.9325	-23.9159	-0.1875	858.6241	-686.24	-14.60	86.7962	3,263,014.40
29	0.01863	-77.3006	36.0398	-4.0515	-1,894.9285	12,618.68	-11,453.22	86.7962	9,872,272.54
30	0.01671	-56.8603	-70.8460	1.1059	6,480.9888	18,805.42	2,762.49	86.7962	12,272,470.76

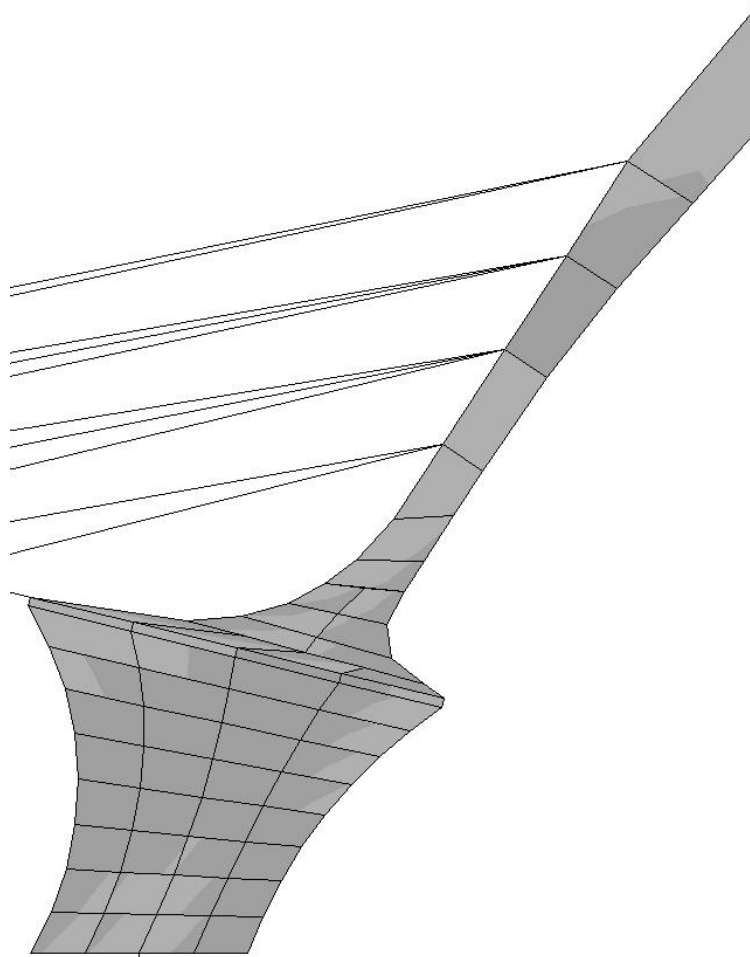
Tabla 12: PERÍODOS Y FRECUENCIAS MODALES				
Modo	Period	Frequency	CircFreq E	igenvalue
	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
1	0.851588	1.1743	70.3782	54.4380
2	0.819197	1.2207	70.6699	58.8280
3	0.819157	1.2208	70.6703	58.8340
4	0.402351	2.4854	15.6160	243.8700
5	0.383606	2.6068	16.3790	268.2800
6	0.345797	2.8919	18.1700	330.1500
7	0.342399	2.9206	18.3510	336.7400
8	0.281004	3.5587	22.3600	499.9600
9	0.23922	4.1803	26.2650	689.8700
10	0.175904	5.6849	35.7190	1,275.9000
11	0.163908	6.1010	38.3340	1,469.5000
12	0.162988	6.1354	38.5500	1,486.1000
13	0.158344	6.3153	39.6800	1,574.5000
14	0.156338	6.3964	40.1900	1,615.2000
15	0.146582	6.8221	42.8650	1,837.4000
16	0.140268	7.1292	44.7940	26.5000
17	0.135529	7.3785	46.3600	2,149.3000
18	0.124	8.0645	50.6710	2,567.5000
19	0.112757	8.8686	55.7230	3,105.1000
20	0.107796	9.2768	58.2880	3,397.5000
21	0.102997	9.7090	61.0030	3,721.4000
22	0.096833	10.3270	64.8870	4,210.3000
23	0.083647	11.9550	75.1150	5,642.3000
24	0.069878	14.3110	89.9160	885.0000
25	0.060766	16.4570	13.4000	1,692.0000
26	0.059251	16.8770	16.0400	11,245.0000
27	0.039595	25.2560	158.6900	25,182.0000
28	0.032406	30.8590	193.8900	37,594.0000
29	0.01863	53.6760	337.2500	113,740.0000
30	0.01671	59.8460	376.0200	141,390.0000

1. PUNTAL Y PILASTRA: El puntal está siendo considerado más bien un muro de cortante, de hecho así es como trabaja estructuralmente. El puntal es el elemento que se prolongó 13 metros de altura con el fin de sostener los cables que crean apoyos elásticos al arco central que soporta el sendero peatonal. Originalmente fue planteado de 70.00 centímetros de espesor, sin embargo, por su forma, ha resultado ser muy estable y muy rígido, con desplazamientos modales máximos de 0.1376 m en la punta, sentido débil, lo que daría un desplazamientos post-elástico 0.0625 m, esto con una sección de 33.00 centímetros. En el modelo el puntal es un conjunto de “shells” para que SAP lo reconozca como un elemento tipo “cáscara” y que sea factible de analizarlo y calcularlo por el método del elemento finito.

De AUTOCAD se importaron subdivisiones ya hechas en el modelo y luego estas fueron subdivididas nuevamente a manera que la base del puntal estuviera dividida en cuadros de 75.00 x 75.00 centímetros aproximadamente, o menores. De esta manera el análisis por elemento finito era más exacto. Al final fueron 52 elementos los que se utilizaron para mostrar la deformación del puntal. Y como se ve en la gráfica, los principales esfuerzos se encuentran en los puntos que soportan los cables. SAP presenta tres resultados a revisar en lo que se refiere a cortantes, los valores de STRESESS S11 que se dan en el plano del elemento, y que obviamente serán los que mas interesen y los S23 y S13 que son esfuerzos perpendiculares en las caras laterales y la superior o inferior que regularmente son menores y que provocan la flexión pero que son soportados por los refuerzos para el cortante principal. Hay que hacer la salvedad de que los esfuerzos son dados para unidad de área, por lo cual hay que multiplicar la cara encontrada para saber el valor de la carga directa



Dibujo cuarenta y cuatro: Esfuerzos S11 modo 7.



Dibujo cuarenta y cinco: Esfuerzos s23 modo 29.

Tabla 13: DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN EL PUNTAL DEBIDO A SISMO COMO ESPECTRO DE RESPUESTA				
Junta	X m.	Y m.	Z m.	Ubicación
1364	0.040414	0.137588	0.025324	Extremo máximo superior del puntal (punta)
2429	0.040414	0.137588	0.025324	Extremo máximo superior del puntal (punta)
9	0.034635	0.094082	0.020446	Punto de unión del primer cable (de arriba abajo) y el puntal
206	0.034635	0.094082	0.020446	Punto de unión entre primer cable (de arriba abajo) y puntal
5	0.031111	0.070241	0.018104	Punto de unión entre el segundo par de cables y puntal
209	0.031111	0.070241	0.018104	Punto de unión entre el segundo par de cables y puntal
2	0.027532	0.048594	0.015692	Punto de unión entre el tercer par de cables y puntal
215	0.027532	0.048594	0.015692	Punto de unión entre el tercer par de cables y puntal
13	0.023799	0.031163	0.013164	Punto de unión entre el cuarto par de cables y puntal
131	0.023799	0.031163	0.013164	Punto de unión entre el cuarto par de cables y puntal

Para el diseño del puntal se utilizó el método del ACI95 para muros de cortante. El cálculo se presenta a continuación.

El valor máximo encontrado es para el cortante de diseño en el pilote es **109,091 Kg**.

Determinar si el espesor del muro es satisfactorio según A.C.I. 95.11.10.3 y 11.10.4

Calculando d para llegar a $V_u \rightarrow d = 0.8lw$

$$\rightarrow 0.8(305) = 244 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow V_u = 0.85(2.7)RAÍZ(210)(33)(244) = 267,791.078 \text{ Kg.}$$

Este valor es mayor a **109,091 Kg**. que es la carga que resistirá el muro, por lo tanto si cumple el espesor.

Según las ecuaciones 11-31 y 11-32 del A.C.I. 95 encontrar el menor valor para saber la resistencia del concreto a corte y luego encontrar si se necesita refuerzo por cortante según A.C.I. 95 11.10.8.

Para la ecuación 11-32 se necesita calcular M_u según A.C.I. 95 11.10.7 que es el menor de:

$$1. 305 \div 2 = 152.5 \text{ cm.}$$

$$2. 425 \div 2 = 212.5 \text{ cm.}$$

Distancias medidas desde la base.

De aquí que M_u será

$$109,091(425-152.5) = 291727,297.5 \text{ Kg.-cm}^2$$

Calculando V_c por A.C.I. 95.11-31. Como no se tiene carga axial la cifra $N_{ud} \div 4lw$ será igual a **0**.

N_u = Carga axial factorizada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u , la cual debe tomarse como positiva para la compresión y negativa a la tensión, y debe incluir los efectos de la tensión debidos a la contracción y a la fluencia del concreto.

$$N_u = 0.87RAÍZ(210)(33)(244) = 93,347.65 \text{ Kg.}$$

Calculado V_c por A.C.I. 95 11-32. Como no se tiene carga axial la cifra $N_u \div lw h$ será igual a **0**.

$$V_c = 0.16RAÍZ(210)+\{(305(0.33)RAÍZ(210))+0\} \div \{(291727,297.5 \div 109,091)-(305 \div 2)\}(20)(244) = 116,538.675 \text{ Kg.}$$

Por lo que el corte del concreto a utilizar será $V_c = 93,347.65 \text{ Kg}$.

Ahora, según A.C.I. 95 11.10.8 determinar si se necesita o no refuerzo para el cortante

$$\rightarrow 0.85(93,347.65) \div 2 = 39,673 \text{ Kg}$$

➔ Como es menor al cortante actuante V_u si se necesita refuerzo.

Calculando el refuerzo horizontal considerando estribos:

$$\rightarrow \text{si } Vu = \emptyset Vc + \emptyset Vs \rightarrow \emptyset Vc + \emptyset (Av fy d) \div s2$$

$$\rightarrow Av \div s2 = (Vu - \emptyset Vc) \div (\emptyset fy d)$$

entonces:

$$Av \div s2 = \{109,091 - (0.85)(93,347.65)\} \div \{0.85(4200)(244)\} = \mathbf{0.03415 \text{ cm}^2}$$

El área que resiste el corte, por ser estribo el que se utilizará, es igual a dos veces el área de la varilla a utilizar. Para encontrar la varilla adecuada debe tratarse varias áreas de varillas y encontrar la separación a la que se colocarán.

$$\rightarrow \text{con varilla \#3 } s2 = 2(.71) \div 0.0342 = \mathbf{41.58 \text{ cm.}}$$

$$\rightarrow \text{con varilla \#4 } s2 = 2(1.29) \div 0.0652 = \mathbf{75.55 \text{ cm.}}$$

Ahora se revisa el espaciamiento máximo vertical

1. $lw \div 5 \rightarrow 305 \div 5 = 61 \text{ cm. } \acute{O}$

2. $3h = 3(33) = 99 \text{ cm. } \acute{O}$

3. 45 cm.

Entonces se puede tratar con **varillas #4 @ 30.5 cm.**

Revisando ahora la relación del área del refuerzo vertical por cortante al área de la sección total horizontal

$$\rho n = Av \div Ag$$

En donde **Ag** se tomará como el espesor por el espacio horizontal de los estribos.

$$\rho n = 2(1.29) \div (33)(42.5) = \mathbf{0.00256}$$

El código requiere como **ρn mínimo 0.0025** lo cual muestra que las varillas sugeridas al espaciamiento sugerido **cumplen.**

El paso siguiente es el cálculo del refuerzo vertical para el cortante. Según el A.C.I. 95 ecuación 11.34, el **ρn mínimo** es igual a:

$$\rho n \text{ mín} = 0.0025 + 0.5\{2.5 - (425 \div 305)\}(0.00256 - 0.0025) = \mathbf{0.002533}$$

Procediendo al cálculo de $s1$ o sea el espaciamiento horizontal de los estribos verticales; tratando con varilla #4

$$s1 = 2(1.29) \div \{(33)(0.002533)\} = \mathbf{30.87 \text{ cm}}$$

Revisando el espaciamiento máximo horizontal:

$$lw \div 3 \rightarrow \mathbf{101.67 \text{ cm. } 3h}$$

$\rightarrow 60 \text{ cm. } \acute{O}$

$\rightarrow 45 \text{ cm.}$

Usar entonces estribos de varilla #4 @ 30 cm.

Finalmente revisar el refuerzo a flexión necesario por el empuje lateral.

→ El momento en la base es:

$$Mu = 109,091(425) = 461363,675 \text{ Kg.-cm.}$$

Para encontrar la relación entre el momento y el área de acero:

$$Mu \div \phi hd^2 = 461363,675 \div \{0.9(33)(244)^2\} = 26.22$$

Con este valor se define un ρ de **0.006735** según las tablas de McCormac:

$$\rightarrow \text{Si } As = \rho hd \text{ entonces: } As = 0.006735(33)(244) = 54.22 \text{ cm}^2$$

Una varilla #8 tiene 5.10 cm² de área, pueden colocarse 11 varillas para cubrir el requerimiento de refuerzo a flexión por carga horizontal.

Como dicha carga puede venir en cualquier dirección colocar 11 varillas # 8 en cada extremo del muro y en el espacio intermedio estribos de varilla #4 a cada 30 cm. máximo.

2. CABLES: El diseño de los cables fue lo que requirió mayor atención debido a su comportamiento no lineal. Además el programa SAP no calcula cables, por lo cual hay que hacer varios ajustes al programa para que se aproxime lo mejor posible a su comportamiento estructural. Primero se le solicita al programa hacer un análisis no lineal en donde se pidió que los elementos que representan a los cables no recibieran ningún esfuerzo más que tensión. Para que tampoco trabajaran a compresión se colocó un valor de 0.0001 como factor para calcular la longitud embreizada. Se colocó un factor de 0.0001 para la comparación de resistencia a momento. Para evitar igualmente que fuera sometido a esfuerzos de cortante, torsión y momento, se sobre escribieron los factores respectivos en las características del área del cable con un valor de 0.0001 en todos los sentidos de análisis.

Para la sección del cable se utilizó el tipo BRIDGE ROPE de la fabrica Estadounidense BETHLEHEM STEEL CORPORATION, el cual tiene características mostradas en las tablas del capitulo del TEMA PROBLEMA.

Originalmente se propuso una sección de 2.00 pulgadas, sin embargo los análisis fueron demostrando que en los cables cortos podría utilizarse la sección de una pulgada y en los cables mayores de 1 ¼ de pulgada, por motivos de seguridad y para uniformizar la imagen, se usan cables de 1 ½ pulgadas en todos los casos. Las especificaciones de este cable son:

- Bridge Rope, 6x7 tendones
- Área de 1.08 pulgadas cuadradas
- La resistencia directa es de 104.00 toneladas
- F_u de $1.354 \times 10^8 \text{ Kg./m}^2$
- F_y de $1.083 \times 10^8 \text{ Kg./m}^2$
- Peso de $8,221 \text{ Kg/m}^3$.

El fabricante recomienda pretensar los cables para alcanzar un módulo de elasticidad de 20,000,000.00 psi.

Luego de revisar el módulo de elasticidad previamente mencionado, con la fórmula de J. H. Ernest. se determinó que era el correcto a utilizar.

Según Ernest, los cables mientras mas largos son, van perdiendo elasticidad debido a su longitud de atirantamiento, este es una revisión que se hace regularmente en puentes como este en que los cables están atirantados e involucra el módulo de elasticidad a utilizar y un promedio entre la longitud efectiva y la catenaria. Para el cable mas largo que se utiliza en este puente, que mide 21.67 metros, la fórmula indico que se puede utilizar el mismo módulo de elasticidad.

3. ANILLOS DE SOPORTE TRANSVERSAL: Los anillos o arcos se diseñaron para cargar principalmente el techo de la pasarela, se volvieron luego una parte importante de la estructura, pues están trasladando cortante al arco par, principalmente del arco que no tiene soportes de cables, esto indica que vienen a trabajar como una viga en voladizo la parte que queda debajo de los arcos, y traslada los esfuerzos a los cables.

Estos anillos demostraron lo bien que es trabajar con ellos, principalmente si son de tubo redondo pues, como se habló en el capítulo de análisis, dependen de donde se apoyen y así trabajarán, además el tubo es muy bueno trabajando a cortante. Recuerde el lector que además se le modeló directamente una carga distribuida en ambos sentidos para simular la presión del viento, y resistieron muy bien.

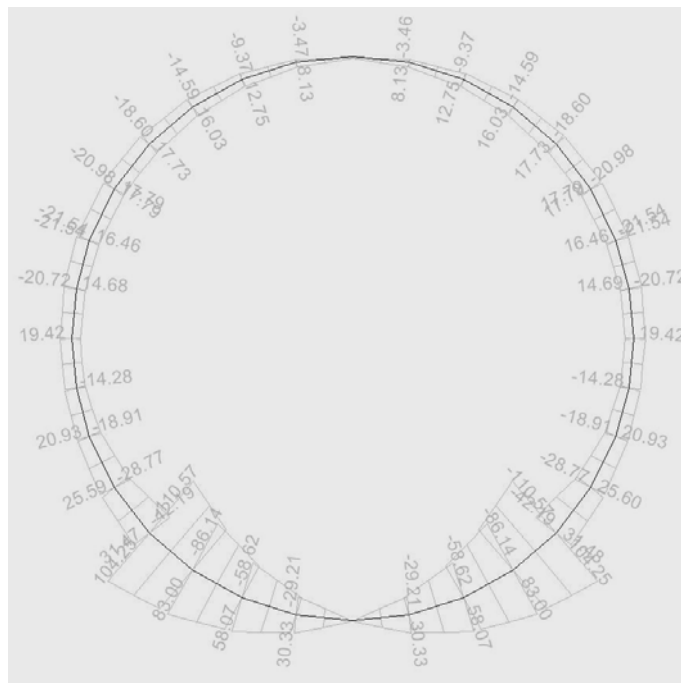
La propuesta inicial fue de dos pulgadas de diámetro nominal, principalmente por la apreciación de los usuarios de la pasarela que si vieran elementos muy delgados sosteniendo un techo, a pesar de que este sea transparente y liviano, tendrían la idea de que se les puede venir encima. Por lo que, aunque el análisis demostró que se podría reducir de área, se dejaron del mismo diámetro.

Otro detalle importante es el hecho de que originalmente se diseñó un arco transversal para arristrar a los aros y evitar su ladeo, sin embargo el análisis demuestra que soportan el momento que les proveen las fuerzas laterales, hablando en su sentido débil, y el arrostramiento se eliminó. Con la colocación del techo acrílico, que cerrará la estructura, estará más estable esa área.

Para los anillos se utilizó:

- Tubo cédula 40 del que distribuye INTUPERSA, que tiene las siguientes especificaciones:
 - Diámetro nominal 2.00 pulgadas
 - Diámetro exterior 2.375 pulgadas
 - Espesor 4.00 milímetros
 - Peso 33.147 Kg.
 - Cada tubo de 6.00 metros de largo
 - $F_y = 280$ Mega Pascales
 - $F_u = 375$ Mega Pascales
 - Elongación del 30 al 40 %
 - Composición química de 0.10 % de carbono, 0.25 a 0.50 de manganeso, 0.040 de fósforo, máximo y 0.050 máximo de Azufre
 - Módulo de elasticidad de 29,000 Ksi.

A continuación las gráficas de los resultados de SAP para el aro mas esforzado que se encontró, el cual es el ubicado en el punto exacto en donde los cables tiene su eje de simetría, es decir, a la mitad de la luz del puente:



Dibujo cuarenta y ocho: Diagrama de momentos provocados por la combinación de carga muerta, viva y sismo, valores en Kg.-m.

Tabla 14: DESPLAZAMIENTO EN LOS AROS DEBIDO AL SISMO, EN METROS								
JUNTA	X	UBICACIÓN	JUNTA	Y	UBICACIÓN	JUNTA	Z	UBICACIÓN
821	0.042839	Parte superior del segundo Arco, desde la pilastra	252	0.08537	Parte superior del arco central	707	0.052454	En el sexto arco desde la pilastra, parte lateral
517	0.042838	Simétrico al anterior	251	0.08464	Simétrico al anterior	421	0.052451	Simétrico al anterior
822	0.042819		253	0.08464		708	0.052209	
516	0.042818		250	0.082479		712	0.052205	
820	0.042123		254	0.082479		420	0.052205	
518	0.042121		302	0.082171		422	0.052201	
825	0.042036		579	0.082171		737	0.052171	
514	0.042035		580	0.081506		451	0.052167	
819	0.040738		578	0.081505		391	0.051938	
519	0.040737		301	0.081505		677	0.051937	
826	0.040509		298	0.081504		738	0.05191	
513	0.040508		581	0.079533		450	0.051906	
818	0.038792		300	0.079532		742	0.051905	
520	0.038791		577	0.079528		452	0.051901	
515	0.038302		299	0.079527		390	0.051686	
831	0.038302		249	0.078971		678	0.051685	

Se indican los desplazamientos máximos, en orden ascendente, se indica la ubicación de los primeros.

4 ARCO DE TUBO METÁLICO

Los elementos más importantes de toda la estructura lo constituyen los arcos rebajados hechos con tubo redondo metálico que inicialmente soportan toda la pista peatonal. Arquitectónicamente le dan mucho movimiento a la vista lateral. Pero a la vez son parte muy importante en el sustento de la estructura debido a las bondades autoportantes de los arcos.

Originalmente se propuso un diámetro de 3.00 pulgadas, el cual cumple perfectamente cuando está apoyado por los cables, de hecho, está sobrado, sin embargo, en el punto en donde hace simetría la posición de los cables, donde se presenta el mayor par torsionante, la sección no resiste. Por esta razón hubo que aumentar la sección al próximo tamaño distribuido por INTUPERSA, que es el de 4.00 pulgadas.

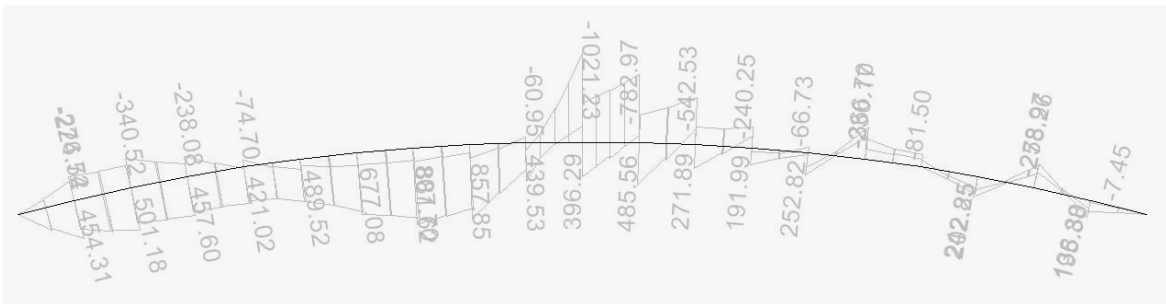
Existe otra razón estructural para aumentar la sección: el código dice que el conjunto de estructura principal debe resistir los esfuerzos por sismo, pero que debemos tener un segundo frente o línea de defensa que resista por lo menos el 25% del sismo esperado. En una estructura por cables, en donde su comportamiento puede llegar a ser inesperado, es obligatorio seguir esta recomendación y el tubo de cuatro pulgadas funciona perfectamente para el efecto.

Otra razón, ahora arquitectónica, también justifica el uso del tubo de mayor diámetro y es la misma que para con los aros, que si el observador se siente inseguro viendo una sección, para él, muy delgada, aunque la estructura sea resistente, no querrá usarla, así que queda bien siempre el diámetro mayor.

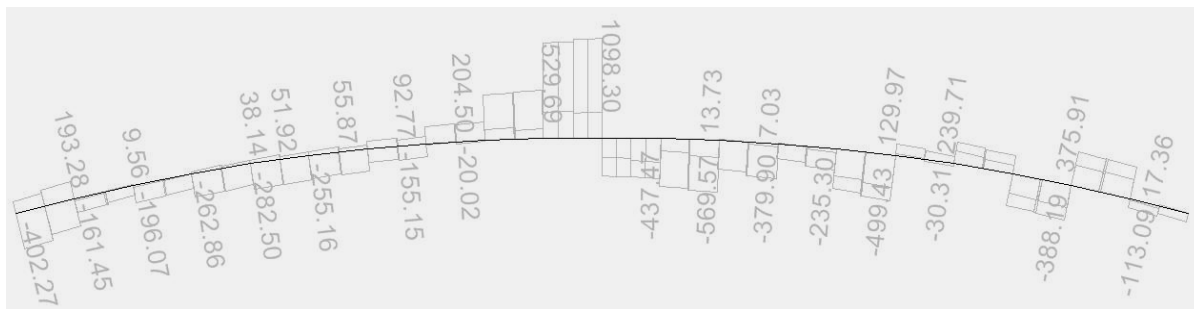
Las especificaciones de los tubos que forman los arcos son las mismas que para los tubos de los aros con las diferencias de:

- Diámetro exterior nominal 4.00 pulgadas
- Diámetros exterior real 4.50 pulgadas
- Espesor 6.00 milímetros
- Peso de 96.768 Kg. por cada tubo de 6.00 metros de largo.

Como se explicó en párrafos anteriores, debido al aumento en la sección del tubo, no fue necesario realizar una junta articulada en el centro del arco que se acostumbra en este tipo de estructuras. En el extremo, debido a que la pilastra y el puntal son suficientes para soportar el empuje horizontal del arco, tampoco se necesitaría de un apoyo articulado, sin embargo, para liberar el momento en ese punto y por que SAP no modela con precisión ese tipo de juntas de dos materiales de características diferentes, como son metal y concreto reforzado, el autor modeló un apoyo simple que solo recibe al arco y no le permite traslación pero si rotación. El detalle se presenta en los planos finales.



Dibujo cuarenta y nueve: Diagrama de momentos provocados por la combinación de carga muerta, viva y sismo, valores en Kg.-m



Dibujo cincuenta: Diagrama de cortantes provocados por la combinación de carga muerta, viva y sismo, valores en Kg.-m.



Dibujo cincuenta y uno: Diagrama de la fuerza torsionante que afecta al arco, la más importante en este diseño, valores en Kg.-m.

Tabla 15: DESPLAZAMIENTO EN ARCO DEBIDO A SISMO EN METROS

Junta	X		Junta	Y		Junta	Z	
116	0.025346	Centro luz sin cables	10	0.030512	Centro con cables	117	0.048508	Centro luz sin cables
236	0.025346	Centro con cables	122	0.030512	Centro con cables	237	0.048507	Centro luz sin cables
1066	0.025289		1161	0.03047		1098	0.048483	
2166	0.025289		2255	0.03047		2179	0.048482	
1082	0.025258		1334	0.030469		1082	0.048291	
2194	0.025258		2101	0.030469		2194	0.048289	
117	0.025054		8	0.030427		238	0.048028	
237	0.025054		211	0.030427		118	0.048027	
115	0.025034		121	0.030423		116	0.047881	
212	0.025034		235	0.030423		236	0.04788	
1098	0.024773		1321	0.030149		1066	0.047149	
2179	0.024773		2116	0.030149		2166	0.047149	
555	0.02461		1182	0.030141		2224	0.046694	
1030	0.024514		2243	0.030141		1115	0.046693	
2156	0.024514		7	0.029854		212	0.045625	
118	0.024409		214	0.029854		115	0.045623	
238	0.024409		120	0.029851		239	0.044392	
1115	0.024016		234	0.029851		119	0.044391	
2224	0.024016		1138	0.029346		2156	0.043138	
114	0.023633		2206	0.029346		1030	0.043136	
126	0.023633		1282	0.029345		2206	0.040576	

Se indican los desplazamientos máximos, en orden ascendente, se indica la ubicación de los primeros

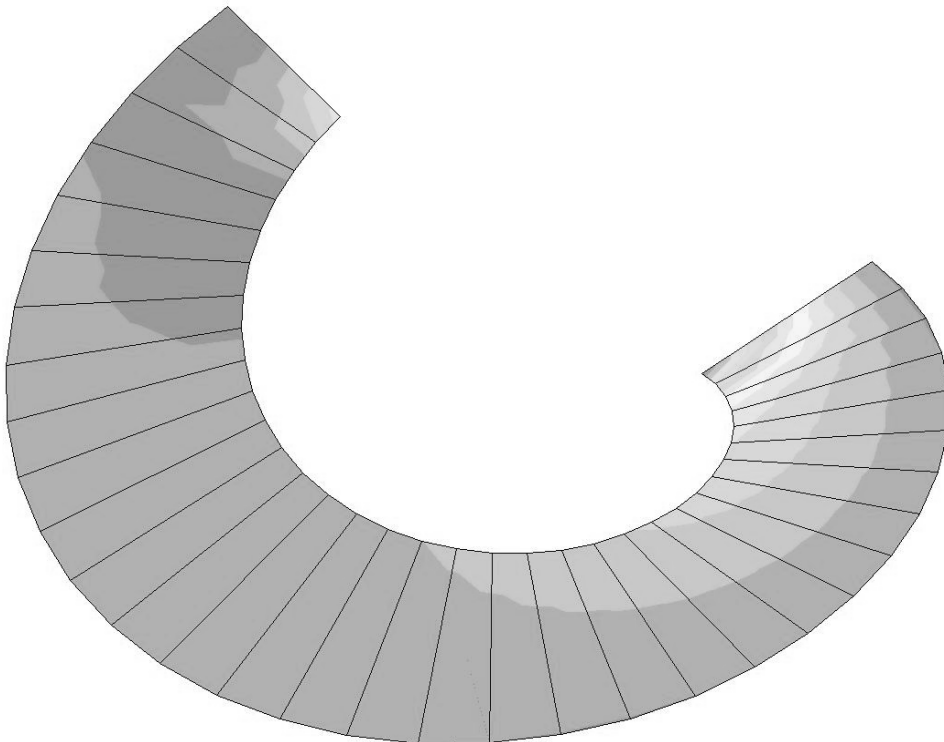
5. RAMPAS: La rampa le agrega una belleza sin igual a la pasarela; es muy llamativo ver una helicoidal, principalmente porque parece que flotara en el aire al no necesitar apoyos en intermedios.

El espesor de la rampa originalmente era de 10.00 centímetros; sus características y las fórmulas indican que no requiere de mayor espesor, principalmente si esta simplemente apoyada, sin embargo vibraba lo suficiente como para considerar subir su peralte a 20 cm. que es el espesor recomendado para una losa en voladizo por ACI95 TABLA 9.5ª, y por supuesto, para no impresionar al espectador más de lo debido.

Obligado porque este tipo de estructuras trabajan principalmente a cortante, se diseñó la rampa desde el principio de concreto reforzado. Los momentos principales están en la base y el apoyo superior sobre la pilastra, sin embargo, en ese punto se puede colocar un apoyo simple para eliminar esos momentos. Lo que reduce todo a soportar el cortante, que en ese plano el concreto es suficiente para soportarlo como se demuestra con la ecuación de ACI95

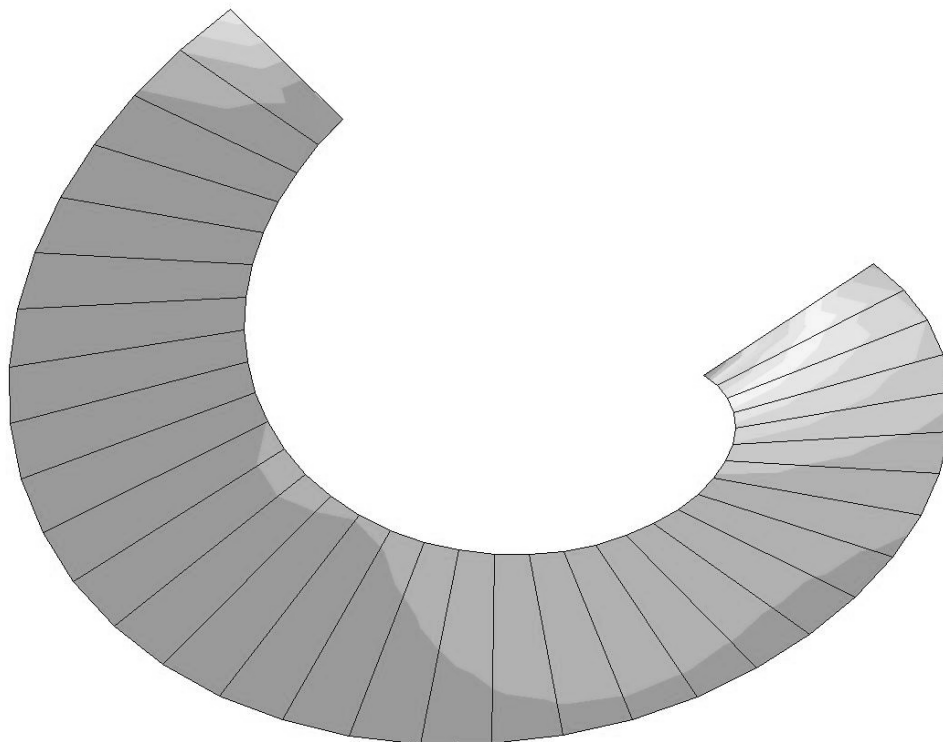
$$Vu = 0.85 RAIZ(210)(20)(200) 49,271.00 \text{ Kg.}$$

Vu es el corte que resiste la sección. El corte actuante se obtiene con la grafica de esfuerzos S13 y S23 de SAP la cual muestra un esfuerzo de **13,712.00 Kg.**



Dibujo cincuenta y dos: Se muestran los esfuerzos S23 del SAP que son los máximos y se usaron para el cálculo del cortante. La zona más oscura muestra el valor del cortante máximo.

Los momentos que interesan para el diseño de la losa de la rampa están dados por SAP como M11 y M22 siendo estos los dos sentidos que puede resistir momento.



Dibujo cincuenta y tres: Se muestran las fuerzas M22 del SAP que son las máximas y se usaron para el diseño de concreto. En este caso la zona más oscura muestra el valor CERO de momento.

El diseño por el método de ACI 95 usado para la rampa es el siguiente:

El valor momento máximo presentado por el dibujo cincuenta y tres, es **10,282.00 Kg.-m.**

Por el método equivalente se tiene:

- F_y Kg./cm² **5,000.00 Kg/cm²**
- F'_c **210.00 Kg./cm²**
- Luz corta, de eje a eje **200.00 cm.**
- Carga viva **0.05 Kg./cm²**
- Diámetro de la varilla a utilizar **0.71 cm.**
- Luz larga, eje a eje, losa en análisis **100.00 cm.**

Calculando el espesor de la losa en centímetros de acuerdo a TABLA 9.5(A) A.C.I. 95 considerándola en voladizo es igual a **20.00 cm.**

El cálculo de momentos, según el teorema de los tres momentos se tiene:

→ Carga distribuida última (acabados, peso propio, etc.) **17.00 Kg./cm.**

- Momento izquierdo arriba **-10,500.00 Kg.-cm.**
- Momento derecho arriba **-10,500.00 Kg.-cm.**
- Momento al centro abajo A.C.I..95 8.3.3 **61,818.18 Kg.-cm.**

Áreas de acero y separaciones

- Extremos arriba **0.87 cm2 a cada 150.00 cm.**
- Al centro abajo **0.95 cm2 a cada 137.00 cm.**

Revisando ahora las restricciones A.C.I. 95

- Separación máxima del refuerzo por flexión **7.6.5 (cm.) 45.00 y 60.00**

Área de acero mínima por temperatura 7.12.2.1 en centímetros:

- Mínimo: en los extremos **2.80 cm2 @ 46.00 cm.**
- Centro **2.80cm2 @ 46.00 cm.**
- Según F_y : **3.60 cm2 @ 36.00 cm.**

De aquí el armado final de la losa es:

	EXTREMO @	EN EL CENTRO @
ACERO A USAR		
LARGO	36.00	36.00
CORTO	36.00	36.00
Usar varilla #4 GRADO 60		

Se realiza una revisión del cortante según A.C.I. 11.3.2.1

- **$V_u = 1,955.00 \text{ Kg.} < 0.85V_c = 5,555.41 \text{ Kg.}$ Si cumple.**

Tabla 16: DESPLAZAMIENTO EN LAS RAMPAS DEBIDO AL SISMO, EN METROS								
JUNTA	X	UBICACIÓN	JUNTA	Y	UBICACIÓN	JUNTA	Z	UBICACIÓN
42	0.013021	Apoyo en el puntal	42	0.01192	Junta con puntal	1462	0.024183	Al centro luz no soportada
176	0.013021	Simétrico al anterior	176	0.01192	Simétrico al anterior	1855	0.024183	Simétrico al anterior
1444	0.012679	Junta con puntal	109	0.011919	Junta con puntal	1464	0.024182	
1897	0.012679		177	0.011919		1857	0.024182	
1446	0.012283		1443	0.011668		1466	0.024131	
1898	0.012283		1893	0.011668		1859	0.02413	
109	0.012104		1444	0.011559		1902	0.024091	
177	0.012104		1897	0.011559		1474	0.02409	
1448	0.011863		1842	0.011411		1468	0.024083	
1894	0.011863		1445	0.011411		1899	0.024083	
1443	0.011752		1446	0.011238		1472	0.024082	
1893	0.011752		1898	0.011238		1901	0.024082	
1842	0.011411		1447	0.011171		1460	0.024071	

Se indica en la tabla los desplazamientos máximos, en orden ascendente, se indica la ubicación de los primeros. Utilizados para la revisión de vibraciones dinámicas.

6. PILOTES La cimentación para los puntales y pilastras es un pilote. Las ventajas de este tipo de cimentaciones es que, como la pasarela será instalada regularmente en lugares con poco espacio, otro tipo de cimentaciones, como las zapatas, sería imposible de hacer. Por otro lado, debido a que el pilote trabaja como una columna en péndulo invertido, el volteo que provoca, principalmente en la dirección “y”, es muy grande para ser soportada por una zapata de dimensiones normales, lo que obligaría a una de área muy grande. Esto no sucede con el pilote que funciona como contraparte del voladizo creando un punto de balance en la interfase suelo-estructura.

Originalmente se propuso un pilote de 1.50 metros de diámetro y un largo de 6 metros, sin embargo se comprobó con SAP que era demasiado rígido para lo cual, se hicieron varias pruebas con secciones menores y se definió que la correcta era 1 metro de diámetro.

Para modelarlo en SAP se dibuja como un elemento de marco y se pide que lo diseñe como una columna. Debe eliminarse todas las restricciones en la “cabeza” del mismo y en el “pie” tanto de la pilastra como del puntal. Pero entonces debe ponerse un apoyo empotrado en la base el puntal para que la estructura no sea considerada inestable.

Como obviamente el elemento no es una columna, sino esta enterrado, debe modelarse la interacción suelo-estructura a través de modelar la rigidez del suelo por medio de resortes equivalentes. Al resorte hay que indicarle un valor de rigidez en coordenadas globales que limite la traslación tanto en x como en y, pero no así la rotación.

Para el valor de las rigideces se utilizó la fórmula de MUZAS que es igual a

$$K = Ks(\text{área en contacto con el suelo})$$

Los valores de Ks están dados por él mismo y se utilizaron los de suelo de ARENA MEDIA que tienen un rango de **1.92 a 9.58 Kg./cm²**

Hay que tomar en cuenta que los valores de Ks van en aumento respecto de la profundidad, por lo tanto se tomaron rangos de valores desde **1.92 hasta 7.665**.

El pilote fue dividido en segmentos para poder colocarle los resortes, estos tenía un alto de 1.20 metros cada uno. El valor de K se obtiene multiplicando entonces el alto de 1.20 por el diámetro del cimient, obteniendo los siguientes valores:

Para 1.20 m de profundidad	2,304,000 Kg./m
Para 2.40 m	4,602,000 Kg./m
Para 3.60 m	6,900,000 Kg./m
Para 4.80 m	9,198,000 Kg./m

Hay que remarcar que en la “cabeza” del pilote no se coloca resorte pues se supone que el suelo en ese punto tiene una resistencia cero al desplazamiento.

Tampoco se coloca un resorte en la base pues ya se modelo un apoyo empotrado.

Finalmente notar que para el calculo de K siempre se utiliza el área de 1.20 m² pues la altura no es acumulativa.

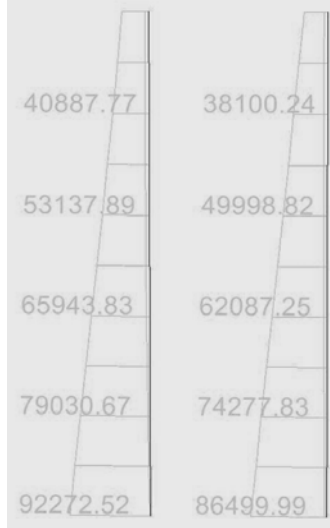
Luego de los análisis, SAP diseño la sección solicitando:

Área longitudinal de	132.73 cm²
Equivalente a	27 varillas de 1.00 pulgada @ 19.00 cm

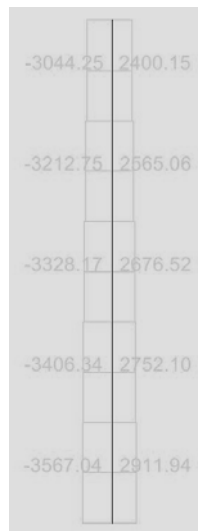
Para el refuerzo por cortante esta solicitando **8.60 cm² por metro de longitud.**

Equivale a **varillas #4 @ 15.00 cm.**

Se recomienda unir la cabeza del pilote con una placa en el pie de la pilastra o el puntal que puede tener 1.00 metro de ancho por 3.00 metros de largo y un espesor de 0.20 metros armada con con # 4 @ 0.36 en ambos sentidos.



Dibujo cincuenta y cuatro: Se muestran los diagramas de momento en los pilotes en el sentido débil de la estructura, por ser los máximos.



Dibujo cincuenta y cinco: Se muestran los diagramas de corte en los pilotes.

C. PLANOS FINALES DE LA PASARELA.

Plano uno: Planta arquitectónica de la pasarela.

Plano dos: Elevación arquitectónica de la pasarela.

Plano tres: Perfil arquitectónico de la pasarela.

Plano cuatro: Detalles estructurales del puntal.

Plano cinco: Detalles estructurales de la pilastra.

Plano seis: Detalles estructurales del pilote.

Plano siete: Detalles constructivos del paso peatonal del puente (muelle).

Plano ocho: Detalle del anclaje sugerido entre cables y muelle.

Plano nueve: Detalle del anclaje entre puntal y cables.

Plano diez: Detalles constructivos de la forma de iluminación sugerida para la pasarela.