

REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL PASARELA BELLAVISTA, TOMÉJ. Flores Salazar¹, C. Oyarzo Vera², M. Nozaki Uribe³**RESUMEN:**

En este informe, se encuentra la evaluación de una estructura histórica perteneciente a la comuna de Tomé, VIII Región del Biobío. Se trata de una pasarela que conecta la antigua Fábrica Textil con el barrio Bellavista.

La pasarela corresponde a una estructura híbrida de acero y hormigón, que consta de cinco cepas de hormigón armado en su subestructura, las cuales soportan la superestructura elaborada con vigas principales y secundarias de acero estructural.

La estructura fue modelada mediante el software de diseño estructural SAP 2000 verificando si cumple con la normativa vigente, planteando posteriormente un esquema de reparación para ella.

PALABRAS CLAVES: Evaluación estructural, pasarela peatonal.

ABSTRACT:

This paper reports the assessment of a historical structure in the city of Tomé, VIII Region of Biobío. It is a footbridge that connect the old textile factory with a residential complex (Barrio Bellavista) in which lives a significant number of factory workers.

The footbridge corresponds to a hybrid structure made of steel and concrete. It consists of five reinforced concrete piles in its substructure that support to the superstructure made of steel beams and girders.

The structure was modeled using SAP 2000 v19.2.1, and it was verified whether it complies with the current regulations. Subsequently, repair strategies are proposed for the footbridge.

KEYWORDS: Structural Assessment, Footbridge.

¹ Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, jafloress@ing.ucsc.cl

² Profesor Guía, Departamento de Ingeniería, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, coyarzov@ucsc.cl

³ Profesor Informante, Ingeniero Civil, minornozaki@gmail.com

1. INTRODUCCIÓN

La Norma Chilena NCh.433 establece que la recuperación estructural se denomina “reparación” cuando a una estructura dañada se le restituye al menos su capacidad resistente y su rigidez original. Por otra parte, establece que la recuperación estructural se denomina “refuerzo” cuando a una estructura dañada o sin daño se le modifican sus características de modo de alcanzar un nivel de seguridad predeterminado mayor que el original. (NCh 433)

La presente tesis plantea una recuperación estructural de una pasarela peatonal (Fig.1) ubicada en el sector La Vega del barrio Bellavista, Comuna de Tomé, Región del Biobío. La estructura data aproximadamente del año 1930, periodo en que la comuna alcanza un fuerte desarrollo industrial, impulsado por la Fábrica Textil Bellavista. Este desarrollo industrial, provocó un fuerte crecimiento de la población tomedina, y con ello la construcción del barrio mencionado, el cual estaba destinado a albergar a toda la mano de obra de la fábrica. La pasarela era la encargada de conectar este barrio con la fábrica, dando así una mejor calidad de vida a los trabajadores textiles de esa época.

Este proyecto tiene por objetivo evaluar la condición estructural actual de la pasarela. Para esto se realizaron mediciones en terreno, y se elaboraron modelos numéricos de la misma, usando el software estructural SAP 2000.

Se buscó verificar si la pasarela cumple con las normativas y los códigos de diseño vigentes. Posteriormente se hizo una propuesta de recuperación para la estructura.



Fig.1: Pasarela Bellavista Tomé

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La pasarela es una estructura híbrida de acero estructural y hormigón armado.

Los elementos de hormigón armado están presentes en la subestructura, la cual se compone de cinco cepas, encargadas de sostener la estructura y dar la elevación necesaria a la superestructura para enfrentar inundaciones. Cada cepa se compone de dos columnas inclinadas (denominadas C-1), de sección rectangular, de 30 x 32 cm. Estas se conectan por medio de dos vigas (denominadas V-1), de sección cuadrada de 30 x 30 cm. Cada cepa presenta una altura total de aproximadamente 5.5 m por sobre el lecho del río. Se desconoce su sistema de fundación. En la Fig.2 se muestra la geometría de las cepas mencionadas y en la Fig.3 la armadura de refuerzo de cada elemento, la cual corresponde a la cuantía mínima de cada sección.

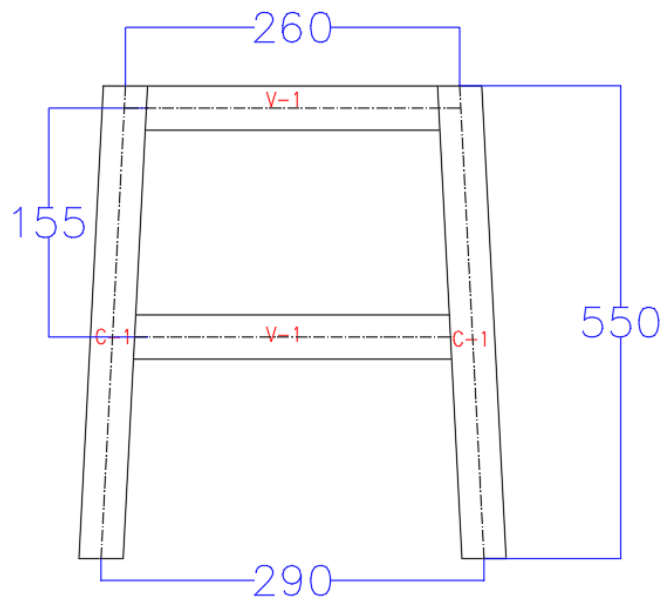


Fig.2: Geometría de las cepas, medidas en cm

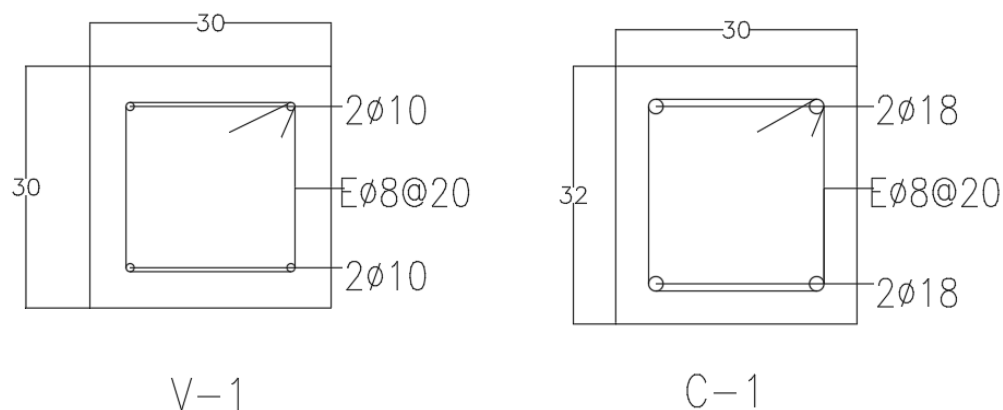


Fig.3: Armadura de vigas y columnas, medidas en cm

Los elementos de acero estructural forman parte de la superestructura, la cual se compone de 2 vigas principales, cuyo perfil corresponde a un IH 160x75x7 (Fig.4) y 56 vigas secundarias de perfil IH 80x40x3 (Fig.4), de longitud 2.0 metros y separadas entre sí a 51 cm. Cabe mencionar que las vigas secundarias descansan sobre las vigas principales (Fig.5), favoreciendo las fallas a torsión.

Las vigas principales tienen una longitud de 28.62 m y están distanciadas 1.5 m entre sí. Estas descansan en sus extremos en dos estribos de hormigón (Fig.5), los cuales tienen 40 cm de ancho y 260 cm de largo, con una profundidad de 210 cm. Además de estos bloques, las vigas se apoyan en las 5 cepas de hormigón armado, cuya separación es de 4.55 m. La primera cepa se encuentra a una distancia de 5.23 m del extremo de la pasarela, siendo esta magnitud, la luz mayor de las vigas principales.

Además de las vigas de acero estructural, existen vigas secundarias de madera se sección 8x8 cm (Fig.5), las cuales fueron colocadas por los mismos residentes del lugar, posterior a un deterioro de la pasarela sufrido por una inundación.

Sobre la superestructura se dispuso una placa de acero estructural de 4 mm de espesor, la cual posee 2.025 m x 28.62 m, permitiendo el tránsito de las personas (Fig.6).

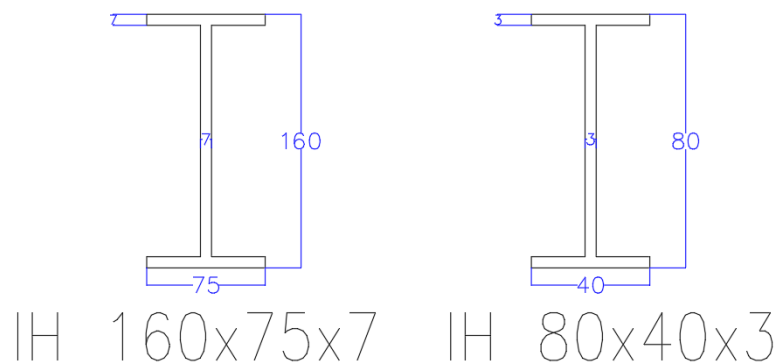


Fig.4: Perfiles de vigas principales (izquierda) y vigas secundarias (derecha)



Fig.5: Unión viga secundaria a principal (izquierda)-Apoyo (derecha)



Fig.6: Vista en elevación (izquierda) -placa y barandas (derecha)

3. CATASTRO DE DAÑOS EN TERRENO

La pasarela presenta daños significativos de corrosión en su superestructura, tanto en las vigas principales, como en las secundarias. Como el sector de emplazamiento de la estructura presenta un ambiente húmedo con condiciones de salinidad por su cercanía a la costa, las vigas principales y secundarias se encuentran afectadas en su totalidad por la corrosión. Observándose un deterioro significativo en los perfiles estructurales, inclusive perdiendo parte de la sección transversal en algunas vigas secundarias (Fig.7). Las vigas principales presentan un menor deterioro debido a que tiene un mayor espesor, lo que les permite soportar de mejor forma la corrosión, sin perder parte de su sección.

La placa que permite el tránsito peatonal también ha sido afectada por la corrosión, especialmente en los extremos longitudinales de esta. Sin embargo, esto no constituye un daño que ponga en riesgo la seguridad o operatividad de la estructura.

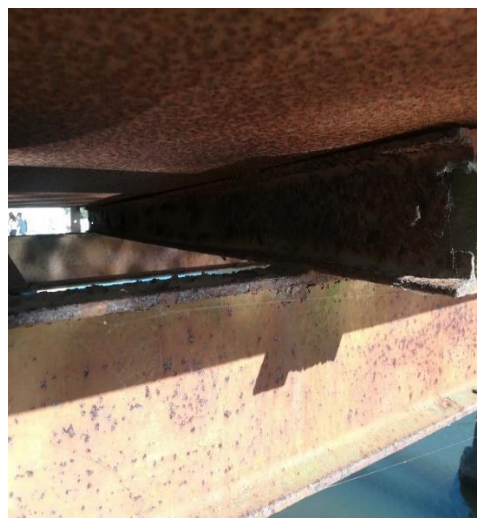


Fig.7: Corrosión en vigas principales y secundarias

La subestructura en cambio, presenta deterioro superficial, provocando daños en el recubrimiento de todas las cepas de la pasarela, inclusive perdiendo en su totalidad el recubrimiento en algunas zonas que dejan expuestas las armaduras de refuerzo. Este daño es provocado por el ambiente salino de la zona, el cual alcanzo el acero de refuerzo a través de pequeñas fisuras, grietas o la misma porosidad del hormigón. Además, es posible que se haya usado arena de playa para la fabricación del hormigón, lo que facilita la oxidación de la armadura, provocando un incremento de volumen de las barras y el posterior desprendimiento del recubrimiento. En las siguientes imágenes se muestran las cepas con sus respectivos daños de recubrimiento



Fig.8: Daños en cepas

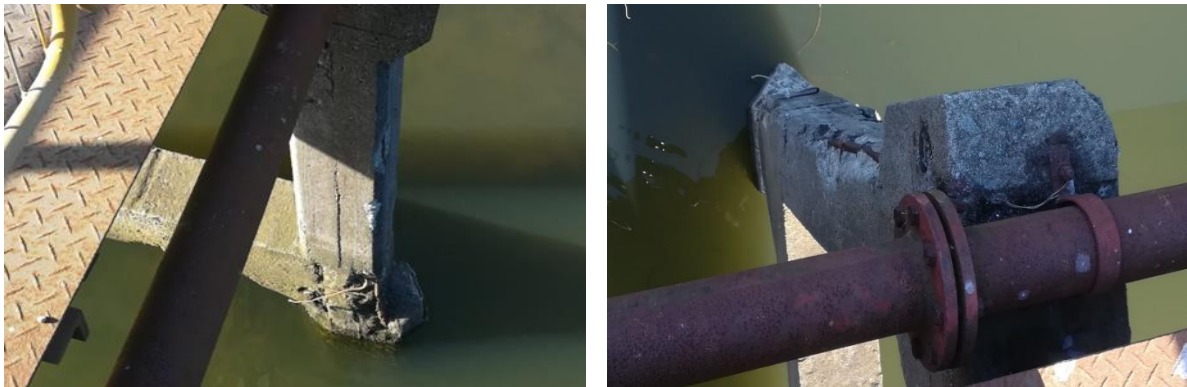


Fig.9: Daños en cepas

4. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN

Debido a que no se disponía de plano estructural, memoria de cálculo o especificaciones técnicas de la estructura, se realizaron ensayos esclerométricos mediante martillo Schmidt para determinar la resistencia a la compresión de las cepas de hormigón. El martillo Schmidt es un instrumento mide la dureza superficial del hormigón a partir del rebote de un embolo graduado. Luego, esta dureza del hormigón se correlaciona con la resistencia a la compresión del material a través de ábacos proporcionados por el fabricante (Proceq modelo N). La ventaja de este método es que es no

destruictivo, por lo que resulta muy práctico determinar la resistencia del material sin la necesidad de usar testigos y dañar la estructura.

4.1 Procedimiento

Se realizó una visita a terreno, para tomar el número de rebote de cada cepa de la estructura. Para ello, se confeccionó una plantilla, que permite tomar 9 mediciones por punto, y así obtener un valor promedio de rebotes, descartando las mediciones alejadas de la media.

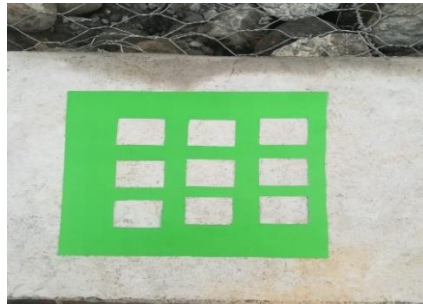


Fig.10: Plantilla de medición

Se realizaron 8 ensayos en total, correspondientes a 5 ensayos en la cúspide de las cepas (Fig.11) con el embolo del martillo apuntando hacia abajo y tres ensayos adicionales se realizaron en las columnas de las cepas 1 y 2, con el embolo del martillo apuntando de forma horizontal (Fig.11). Estos últimos ensayos se realizaron aprovechando el bajo nivel de agua que presentaba el río en condiciones de marea baja.



Fig.11: Toma de datos en columnas (Izquierda)-Toma de datos en cúspide (Derecha)

Una vez obtenido el número de rebote en todas las zonas deseadas, se utilizan las curvas de calibración, para los distintos tipos de orientación del martillo. Estas curvas fueron obtenidas del “Manual de Operación Proceq: Martillo para ensayos de hormigón” y se muestran a continuación:

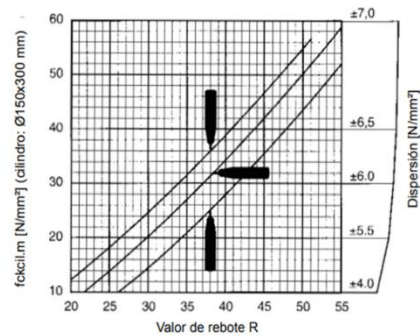


Fig.12: Curvas de calibración

Estas curvas presentan el número de rebotes en su eje horizontal y la resistencia a la compresión promedio de un cilindro de hormigón. Así, se obtiene la resistencia a la compresión promedio para cada muestra del ensayo, eliminando los números de rebote más alejados de la media por cada muestra (valores en rojo). El número de golpes obtenido y su resistencia a la compresión ($f'c$) asociada se observan en las siguientes tablas:

Tabla 1: Muestras en la cabeza de las cepas

	Cepa 1	Cepa 2	Cepa 3	Cepa 4	Cepa 5
Medición 1	30	44	40	33	22
Medición 2	39	33	42	25	28
Medición 3	44	40	19	28	30
Medición 4	45	26	40	25	25
Medición 5	46	36	40	31	29
Medición 6	37	18	32	27	42
Medición 7	28	38	32	28	25
Medición 8	27	27	44	32	33
Medición 9	40	38	22	27	33
Promedio	37.6	34	35.4	28.8	29
Fc (MPa)	35	31	33	23	24

Tabla 2: Muestras en las columnas de las cepas

	Cepa 1 columna derecha	Cepa 1 columna izquierda	Cepa 2 columna derecha
Medición 1	37	41	32
Medición 2	38	39	27
Medición 3	39	44	20
Medición 4	41	45	31
Medición 5	33	46	38
Medición 6	57	37	30
Medición 7	25	28	28
Medición 8	24	27	42
Medición 9	18	40	28
Promedio	33.9	39.1	30.6
Fc (MPa)	26	33	22

La NCh1998.Of89 “Hormigón-Evaluación estadística de la resistencia mecánica”, en su apartado 5.2.1 establece que: La resistencia de un determinado lote de hormigón es satisfactoria, si se cumplen las siguientes condiciones simultáneamente:

- a) $f_m \geq f_c + s \cdot t$
- b) $f_i \geq f_o = f_c - K_2$

en que:

f_m = Resistencia media del lote, en MPa

f_c =Resistencia especificada a la rotura por compresión, en MPa

s =Desviación normal de las resistencias individuales, en MPa

t =Factor estadístico

f_i =Resistencia individual de cada muestra, en MPa

f_o =Límite inferior para la resistencia de cada muestra, en MPa

K_2 =Constante de evaluación

El cálculo se realiza considerando un 5%,10%,20% de fracción defectuosa aceptada.

La Tabla 4 “Factor estadístico, t” de la NCh1998.Of89, nos presenta una serie de valores de t, el cual depende del número de muestras que se tengan, así para un total de 9 muestras se tienen los siguientes factores estadísticos.

Tabla 3: Valores del factor estadístico t

Numero de muestras	Fracción defectuosa		
	5%	10%	20%
9	1,86	1,397	0,889

En tanto la desviación normal, la resistencia media de las muestras y el valor a la resistencia a la compresión son:

- $s = 0.52$
- $f_m = 28.4 \text{ MPa}$
- $f_c = 25 \text{ MPa}$

A su vez, la Tabla 3 “Constantes de evaluación, MPa” de la normativa entrega los valores para K_2 , los cuales se observan a continuación

Tabla 4: Valores de la constante de evaluación K_2

Fracción defectuosa aceptada	Grado de hormigón			
	H5	H10	H15	H20 o superior
5%	0.6	1.2	1.9	2.5
15%	0.9	1.7	2.6	3.5
20%	1.4	2.7	4.1	5.5

La elección de la resistencia a la compresión del material, es un proceso iterativo, en el cual se prueban las distintas clases de hormigón que se señalan en la NCh170.Of2016 “Hormigón-Requisitos generales”.

Del proceso iterativo, se logró clasificar el hormigón como calidad G17, el cual posee una resistencia a la compresión f_c de 17 MPa. El resultado de las dos verificaciones que plantea la normativa, para los distintos niveles de fracción defectuosa, se observan a continuación:

Tabla 5: Verificaciones del valor f_c según NCh1998.Of89

Nombre de Verificación	Fracción defectuosa		
	5%	10%	20%
a	$17+5.2*1.86=26.7 \leq 28.4$	$17+5.2*1.397=24.3 \leq 28.4$	$17+5.2*0.889=21.6 \leq 28.4$
b	$17-1.9=15.1 \leq 22$	$17-2.6=14.4 \leq 22$	$17-4.1=12.9 \leq 22$

En la Tabla 5 se observa que el valor escogido de f_c cumple con todos los casos, cabe mencionar, que para la verificación b, la tabla muestra el caso más desfavorable (el valor f_i más pequeño).

A los elementos que componen las cepas se les calculó su cuantía mínima. Estas cuantías se encuentran establecidas en el código de diseño para concreto armado ACI 318, y corresponden a los siguientes valores:

- Para vigas: $Max(\frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} * bw * d; \frac{1.4}{f_y} * bw * d) = 0.87 \text{ cm}^2$
- Para columnas: $0.01 * Ag = 9.6 \text{ cm}^2$

Colocando la situación más desfavorable, la estructura es evaluada con su armadura mínima de refuerzo, correspondiendo a 2Φ10 para las vigas tanto en armadura superior como inferior, y 4Φ18 para las columnas.

Para los estribos, se opta por evaluar la pasarela con la armadura mínima, la cual es Φ8@20.

Se evalúa la estructura con una calidad de acero de refuerzo A440-280H, usando la calidad más desfavorable para el diseño.

Debido al año de construcción de la pasarela, se estima una calidad de acero estructural A42-23, colocando así la calidad más desfavorable para la evaluación de la estructura.

5. ANALISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis estructural se hizo un modelo de la estructura en el software de diseño estructural SAP 2000, el cual permite modelar y analizar tridimensionalmente la estructura, incorporando condiciones tales como: propiedades mecánicas de los materiales, condiciones de apoyo, sección de los elementos, fuerzas aplicadas en los diferentes estados de carga, etc.

El software entrega los esfuerzos para cada elemento estructural (axial, corte, momento), para las diferentes combinaciones de carga consideradas, pudiendo así verificar el nivel de esfuerzo que presenta cada elemento y los desplazamientos de cada nudo.

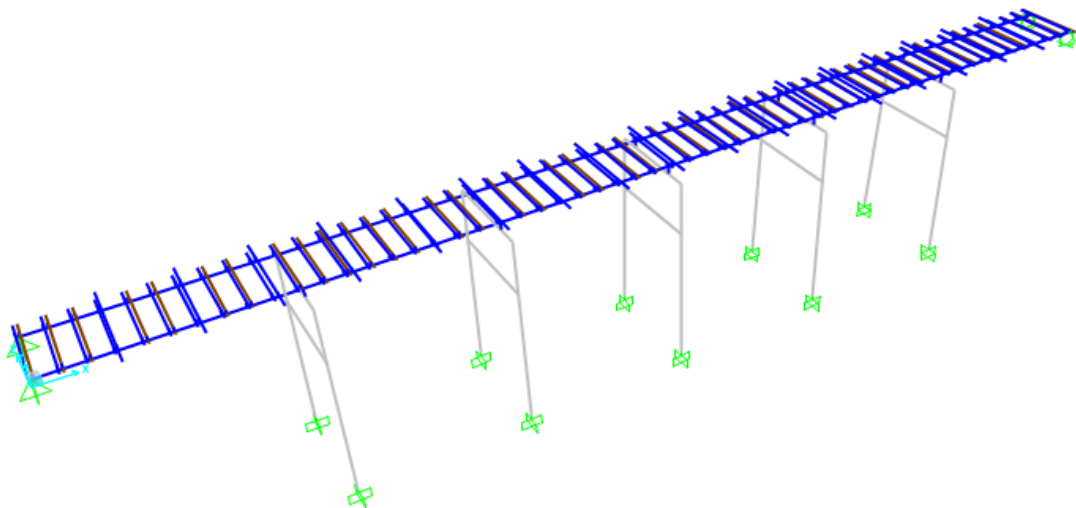


Fig.13: Modelo pasarela estado actual en SAP 2000

5.1 Documentos de referencia

La estructura fue evaluada aplicando las normativas vigentes, las cuales establecen las diferentes cargas, combinaciones de carga y deflexiones máximas permitidas. A su vez, las verificaciones del diseño estructural se deben regir por los códigos de diseño actuales.

Las normativas ocupadas para el análisis estructural de la pasarela y los códigos de diseño empleados son:

- NCh432.Of1971: "Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones"
- NCh2369.Of2003: "Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales"
- NCh1537.Of2009: "Diseño estructural-Cargas permanentes y cargas de uso"
- NCh3171.Of2010: "Diseño estructural-Disposiciones generales y combinaciones de cargas"
- ACI-318-14: "Requisitos de reglamento para concreto estructural"
- AISC-360-10: "Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero"
- NTM 007: "Diseño estructural para edificaciones en áreas de riesgo de inundación por tsunami o seiche"

5.2 Materiales

A continuación, se presentan los materiales presentes en la estructura

Hormigón Armado

Calidad:	G17 con un 90% de nivel de confianza.
Resistencia a la compresión:	$f'c = 170 \text{ kgf/cm}^2$.
Coefficiente de Poisson:	$\nu = 0,25$
Módulo de elasticidad:	$E = 196880 \text{ kgf/cm}^2$.

Acero de Refuerzo

Calidad:	A440-280H.
Tensión de fluencia:	$f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$.
Tensión de rotura:	$f_u = 4.400 \text{ kgf/cm}^2$.
Módulo de elasticidad:	$E = 2.100.000 \text{ kgf/cm}^2$.

Acero Estructural

Calidad:	A42-23.
Tensión de fluencia:	$f_y = 2.300 \text{ kgf/cm}^2$.
Tensión de rotura:	$f_u = 4.200 \text{ kgf/cm}^2$.
Módulo de elasticidad:	$E = 2.100.000 \text{ kgf/cm}^2$.

5.3 Estados de carga

5.3.1 Cargas permanentes

La NCh1537.Of2009 define las cargas permanentes como: el peso de todos los materiales de construcción incorporados dentro de la estructura. Las cargas permanentes consideradas en el modelo se observan en la Tabla 6

Tabla 6: Peso específico de materiales

Material	Peso específico (Kg/m ³)
Hormigón Armado	2500
Acero estructural	7850

5.3.2 Carga de uso

La estructura presenta una carga de uso de piso, la cual es ingresada al modelo y tributada en las vigas secundarias, puesto que estas vigas son las que reciben primero esta carga debido a que la placa se conecta a ellas.

La Tabla 4: “Cargas de uso uniformemente distribuidas para pisos y techos” de la norma mencionada, establece que la carga de uso para pasarelas y plataformas elevadas de uso público es de 4KPa, es decir 400Kg/m².

5.3.3 Cargas eventuales

Las cargas eventuales son todo tipo de cargas que puede sufrir la estructura con el pasar del tiempo, también denominadas cargas ambientales, como lo es la carga de viento y carga sísmica.

5.3.3.1 Carga de viento

La carga de viento es calculada por medio de la NCh432.Of1971, la cual, en la Tabla1 “Presión básica para diferentes alturas sobre el suelo”, establece una presión de viento para una construcción situada ante el mar, de 82.5 Kg/m², para una altura de 5.5 m, correspondiente a la altura de las cepas.

La carga de viento es tributada sobre las vigas secundarias, puesto que el viento actúa directamente sobre el piso de la pasarela provocando presión o succión sobre la placa de acero que forma el piso de la estructura.

El coeficiente de forma usado para el cálculo de la carga de viento es $1.2\text{Sen}(\alpha) - 0.4$, siendo $\alpha=0$, correspondiendo a la inclinación de las vigas a las cuales se les tributara la carga.

5.3.3.2 Carga sísmica

Para el análisis sísmico se consideran los siguientes estados:

- D: Carga muerta, calculada de manera intrínseca por el programa SAP 2000
- Dt: Carga muerta de terminación. En ella se encuentra el peso de todos los elementos no estructurales, correspondientes al peso de las barandas de acero y el peso de la placa de acero de 4 mm de espesor.
- L: Carga viva, la cual se menciona en el apartado 5.3.2

A partir de lo anterior, para la determinación de las masas sísmicas, se consideran las siguientes participaciones de cada estado de carga, cuyos porcentajes están establecidos en el apartado 5.1.3 de la NCh2369.Of2003

Tabla 7: Participación de estados de carga en masa sísmica

Estado	Participación
D	100%
Dt	100%
L	50%

El método para el análisis sísmico corresponde al análisis estático, el cual se menciona en el apartado 5.3 de la NCh2369.Of2003, el cual, asimila la acción sísmica, a un sistema de fuerzas, cuyos efectos en la estructura se calculan siguiendo los procedimientos de la estática.

El esfuerzo de corte basal se obtiene de la siguiente ecuación:

$$Q_0 = CIP \quad \text{Ec.1}$$

En donde:

- C = Coeficiente sísmico
- I = Coeficiente relativo a la estructura
- P = Peso total de la estructura sobre el nivel basal

El coeficiente sísmico se calcula mediante el apartado 5.3.3 de la norma mencionada, mediante la siguiente ecuación:

$$C = \frac{2.75A_0}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0.05}{\varepsilon} \right)^{0.4} \quad \text{Ec.2}$$

Los valores de los parámetros para el análisis estático se muestran en la Tabla 8., lo que resulta en un coeficiente sísmico igual a 0.28.

Tabla 8: Parámetros del análisis sísmico

Parámetro	Valor	Apartado de la NCh2369.Of2003
Zonificación sísmica	3	Tabla 5.1 "Zonificación sísmica por comunas para las regiones cuarta a novena"
Factor de modificación de la respuesta "R"	3	Tabla 5.6 "Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta"
Coeficiente de importancia "I"	1.2	Apartado 4.3.2 "Coeficientes de importancia"
Aceleración efectiva "Ao"	0.4*g	Tabla 5.2 "Valor de la aceleración efectiva máxima Ao"
Tipo de suelo	E	
Razón de amortiguamiento "ε"	0.05	Tabla 5.5 "Razones de amortiguamiento "
t' (s)	1.35	Tabla 5.4 "Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo"
n	1.8	Tabla 5.4 "Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo"
Coeficiente sísmico C máximo "Cmax"	0.28	Tabla 5.7 "Valores máximos del coeficiente sísmico"
Coeficiente sísmico C mínimo "Cmin"	0.25* Ao/g	Apartado 5.3.3.2

5.3.3.2.1 Acción sísmica vertical

Para el cálculo de la acción sísmica vertical, se usó la NCh2369.Of2003, la cual, en su apartado 5.5 "Acción sísmica vertical", establece que esta acción debe ser considerada de forma estática, aplicando la ecuación 1, en donde, el coeficiente sísmico depende del caso predominante en la estructura. El caso predominante se menciona en el apartado 5.1.1 "Dirección de la sollicitación sísmica" presente en la misma normativa, considerando el caso d: "Cualquier otra estructura o elemento en que la variación de la acción sísmica vertical afecte en forma significativa su dimensionamiento".

Así el coeficiente sísmico obtiene un valor de: $\frac{2A_0}{3g} = 0.27$

5.3.3.3 Carga Hidrodinámica

Para el cálculo de la carga hidrodinámica provocada por el flujo del río frente a crecidas y tsunamis, se usó la norma técnica MINVU NTM 007, la cual establece los requisitos mínimos de diseño estructural, para así reducir los daños y el riesgo de colapso en las estructuras ante un evento de inundación.

La norma señala que la carga hidrodinámica incluye la fuerza de arrastre propiamente tal y fuerzas impulsivas debidas al impacto del frente de ola.

- Fuerza de arrastre: Es la fuerza ejercida sobre un objeto causada por la velocidad del flujo, esta se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$Fd = \frac{1}{2} * \rho * Cd * b * d * u^2 \text{ Ec.3}$$

- Fuerza de impacto del frente de olas: Es la fuerza ejercida sobre una estructura causada por un frente de agua que choca contra ésta. La NTM 007 establece que la fuerza de impacto (Fi) es 1.5 veces la fuerza de arrastre.

En la siguiente tabla se muestran los valores de las fuerzas de arrastre y de impacto del frente de olas y el valor de los parámetros para el cálculo de estas fuerzas, los cuales se obtuvieron de la norma técnica NTM 007. Puesto que no se contaba con la velocidad exacta del río, se ocupó una velocidad media de flujo para ríos (López, R, Barragán, J, Colomer, M. (2008). Predicción de la velocidad media del flujo en ríos de montaña, Universidad de Lleida, España).

Tabla 9: Parámetros del análisis hidrodinámico

Parámetro	Descripción	Valor	Unidad
ρ	Densidad del fluido, incluyendo sedimento	1200	Kg/m ³
Cd	Coeficiente de arrastre hidrodinámico	2	
b	Ancho de la cepa expuesta a la fuerza	0.3	m
d(m)	Profundidad de inundación en río a nivel medio	2.75	m
d(i)	Profundidad de inundación en río a nivel completo	5.5	m
u	Velocidad del flujo	1.5	m/s
g	Aceleración de gravedad	9.81	m/s ²
Fd(m)	Fuerza de arrastre en nivel medio del río	2227.5	N
Fd(i)	Fuerza de arrastre en inundación	4455	N
Fi(m)	Fuerza de impacto en nivel medio del río	3341.3	N
Fi(i)	Fuerza de impacto en inundación	6682.5	N

5.4 Combinaciones de carga

De acuerdo a la norma NCh3171.Of2009, para el análisis estructural de la pasarela se presentan los siguientes estados de carga:

- D: Carga muerta
- Dr: Carga Muerta de terminación
- L: Carga de uso
- E: Carga sísmica
- W: Carga de viento
- P nivel medio: Presión hidrodinámica por nivel de río en altura media de las cepas
- P nivel lleno: Presión hidrodinámica por inundación

Con lo anterior, se generan las siguientes combinaciones de carga:

Para la evaluación de los elementos de hormigón armado (Método LRFD):

- $1.4D+1.4Dr$
- $1.2D+1.2Dr+1.6L$
- $1.2D+1.2Dr+L$
- $1.2D+1.2Dr+1.4E+L$
- $0.9D+0.9Dr+1.4E$
- $1.2D+1.2Dr+0.8W$
- $1.2D+1.2Dr+1.6W+L$
- $0.9D+0.9Dr+1.6W$

Para la evaluación de los elementos de acero estructural (Método ASD):

- $D+Dr$
- $D+Dr+L$
- $D+Dr+0.75L$
- $D+Dr+E$
- $D+Dr+0.75E+0.75L$
- $0.6D+0.6Dr+E$
- $D+Dr+W$
- $D+Dr+0.75W+0.75L$
- $0.6D+0.6Dr+W$

Además, se hicieron dos combinaciones para evaluar la estructura frente a la presión hidrodinámica, producida cuando el río se encuentra en nivel medio y frente a una inundación

- $D+Dr+L+P$ nivel medio
- $D+Dr+P$ nivel lleno

5.5 Apoyos

Las vigas principales de la pasarela, descansan en sus extremos sobre dos apoyos de hormigón armado, estos apoyos fueron incorporados al modelo como apoyos simples, restringiendo las vigas en su traslación en todos sus ejes, pero no la rotación de estos.

Las cepas por el contrario presentan apoyos empotrados en todas las columnas de estas, haciendo la estructura más hiperestática y por ende con mayor capacidad de disipación de energía ante una eventual carga sísmica.

5.6 Daños estructurales

Se busca obtener un modelo representativo de la estructura que sea lo más cercano a la realidad, por ende, los daños que ha sufrido la estructura con el pasar del tiempo deben ser incorporados al modelo.

Estos daños, que fueron mencionados en el apartado 3, se incorporaron al modelo en los siguientes elementos:

- Cepas de hormigón, las cuales presentan daño en su recubrimiento, incluso quedando armadura expuesta en ciertas zonas. Para ello, se modificó la sección de las columnas de las cepas, dejando el elemento sin recubrimiento, pasando de ser una sección rectangular de 30x32 cm, con un recubrimiento de 5 cm, a una de 20x22 cm sin recubrimiento.
- Vigas secundarias, las cuales presentan pérdida de material debido a la corrosión, para ello se castiga las propiedades de inercia y área en el elemento, dejando estas al 80% de su capacidad. El porcentaje de deterioro, fue obtenido por el cálculo de la inercia con respecto a sus dos ejes de 10 vigas secundarias, las cuales habían perdido parte de su sección, obteniendo una media de deterioro del 20%.

Por ende, se realizan dos modelos estructurales, el primero, representativo de la estructura original, con todos sus elementos sano, y el segundo representativo de la estructura actual, incorporando los daños mencionados y las modificaciones que tuvo la estructura a lo largo del tiempo. Estas modificaciones hacen referencia a la incorporación de las vigas secundarias de madera mencionadas en el apartado 2.

6. ANALISIS DE RESULTADOS

Se analizan las deformaciones presentes en la estructura, y todos los elementos estructurales de la pasarela, verificando si estos presentan una sobre exigencia para resistir los esfuerzos provocados tanto por las cargas permanentes, de uso, y cargas eventuales.

6.1 Desplazamientos

Se analizan las deformaciones tanto laterales como verticales en el punto más elevado de las cepas, estas deformaciones deben cumplir con el máximo desplazamiento permitido por la normativa vigente.

6.1.1 Deformaciones laterales y verticales

Para las deformaciones laterales y verticales, la NCh2369 en su apartado 6.3 “Deformaciones sísmicas máximas” establece que los desplazamientos relativos máximos, medidos en el centro de masas en cada una de las direcciones del análisis, no debe ser mayor que la altura del elemento multiplicada por 0.002.

La máxima altura de las cepas es 550 cm, por lo tanto, el máximo desplazamiento permitido para estas es de 1.1 cm.

De la Tabla 10 a la Tabla 13 se observan los desplazamientos máximos de los 10 nodos ubicados en la cúspide de las cepas, tanto para la estructura original (sin daños ni modificaciones) como para la estructura actual, estos fueron calculados según el apartado 6.1 “cálculo de deformaciones” de la NCh2369.Of2003:

Tabla 10: Desplazamientos laterales en cepas sin daños

	Nodo	Combinación	Des x (cm)	Combinación	Des y (cm)
Cepa 1	68	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.12	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.73
	69	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.12	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.74
Cepa 2	78	1D+1Dr-1Ex-1EZ	0.2	0.6D+0.6Dr-1Ey-1EZ	0.7
	79	1D+1Dr-1Ex-1EZ	0.2	1D+1Dr-1Ey-Ez	0.7
Cepa 3	88	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.24	1D+1Dr+1Ey-EZ	0.7
	89	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.24	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.7
Cepa 4	92	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.28	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.7
	93	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.28	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.7
Cepa 5	382	1D+1Dr-1Ex-1EZ	0.3	1D+1Dr+1Ey-1Ez	0.83
	383	1D+1Dr-1Ex-1EZ	0.3	1D+1Dr-1Ey-1Ez	0.83

Tabla 11: Desplazamientos laterales en cepas dañadas

	Nodo	Combinación	Des x (cm)	Combinación	Des y (cm)
Cepa 1	68	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.18	1D+1Dr+1Ey-1EZ	3.2
	69	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.19	1D+1Dr-1Ey-1EZ	3.2
Cepa 2	78	1D+1Dr-1Ex-1EZ	0.3	0.6D+0.6Dr-1Ey-1EZ	3.1
	79	1D+1Dr-1Ex-1EZ	0.3	1D+1Dr-1Ey-Ez	3.1
Cepa 3	88	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.33	1D+1Dr+1Ey-EZ	3.1
	89	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.33	1D+1Dr-1Ey-1EZ	3.1
Cepa 4	92	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.39	1D+1Dr+1Ey-1EZ	3.1
	93	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.39	1D+1Dr-1Ey-1EZ	3.1
Cepa 5	382	1D+1Dr-1Ex-1EZ	0.44	1D+1Dr+1Ey-1Ez	3.1
	383	1D+1Dr-1Ex-1EZ	0.44	1D+1Dr-1Ey-1Ez	3.1

Tabla 12: Desplazamientos verticales en cepas sin daños

	Nodo	Combinación	Des z (cm)
Cepa 1	68	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.02
	69	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.02
Cepa 2	78	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.02
	79	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.02
Cepa 3	88	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.02
	89	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.02
Cepa 4	92	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.02
	93	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.02
Cepa 5	382	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.02
	383	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.02

Tabla 13: Desplazamientos verticales en cepas dañadas

	Nodo	Combinación	Des z (cm)
Cepa 1	68	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.08
	69	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.08
Cepa 2	78	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.08
	79	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.08
Cepa 3	88	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.08
	89	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.08
Cepa 4	92	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.08
	93	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.08
Cepa 5	382	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.08
	383	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.08

De las tablas anteriores, se observa que:

- La estructura en su estado original (sin daños) presenta deformaciones verticales y horizontales permitidas por la normativa vigente.
- La estructura en su estado actual presenta deformaciones laterales superiores a las permitidas por la normativa, es decir, el daño producido en el recubrimiento de las cepas genera un aumento los desplazamientos laterales de un 285% respecto a la estructura en su estado original.
- La pasarela en su estado actual no presenta desplazamientos verticales significativos, los cuales cumplen con la normativa actual.
- Los máximos desplazamientos obtenidos se producen por la acción del sismo, lo cual significa que esta carga eventual controla completamente el diseño de la pasarela por serviciabilidad, generando desplazamientos laterales excedidos en un 190% a los desplazamientos permitidos por la normativa.

6.2 Verificación de elementos estructurales

Se verifican las cepas de hormigón armado (código ACI) y las vigas principales y secundarias de acero estructural (código AISC) de la pasarela en su estado actual, los cuales deben soportar todos los esfuerzos provocados por las cargas presentes en la estructura, sin sobrexigir ningún elemento estructural.

6.2.1 Elementos de hormigón armado

Se analizan las columnas y vigas que conforman las cepas de la pasarela, verificando su refuerzo y el dimensionamiento de la sección. Para esto el software SAP 2000, entrega las cuantías mínimas

requeridas, tanto longitudinales como transversales, para que los elementos soporten los esfuerzos solicitantes.

6.2.1.1 Vigas

Las cuantías longitudinales y transversales requeridas para soportar los esfuerzos de las vigas presentes en la subestructura se muestran en la Tabla 14.

Tabla 14: Cuantías requeridas para vigas

Viga	Armadura longitudinal requerida inferior (cm ²)	Armadura longitudinal requerida superior (cm ²)	Armadura transversal requerida (cm ² /cml)
Viga superior, cepa 1	3.8	3.2	0.12
Viga inferior, cepa 1	3.8	4.0	0.05
Viga superior, cepa 2	3.5	2.8	0.1
Viga inferior, cepa 2	3.8	3.8	0.05
Viga superior, cepa 3	3.7	2.9	0.1
Viga inferior, cepa 3	3.8	3.9	0.05
Viga superior, cepa 4	3.4	2.8	0.1
Viga inferior, cepa 4	3.8	3.9	0.05
Viga superior, cepa 5	3.8	3.2	0.12
Viga inferior, cepa 5	3.8	4.0	0.053

En el apartado 4.1.3, se menciona la armadura de refuerzo presente en los elementos que forman las cepas, las vigas presentan una armadura longitudinal 2Φ18, tanto superior como inferior, la cual corresponde a 5.09 cm², superior a la armadura requerida.

6.2.1.2 Columnas

La armadura longitudinal de las columnas se verifica con el software, preocupándose de que los elementos no trabajen a más del 100%, el porcentaje de trabajo, y la cuantía requerida para el corte de todas las columnas de las cepas se muestra en la Tabla 15.

Tabla 15: Relación de interacción y cuantías requeridas de columnas

Cepa	% de interacción columnas	Armadura transversal requerida (cm ² /cml)
Cepa 1	78.1	0.03
Cepa 2	76.5	0.03
Cepa 3	77.2	0.032
Cepa 4	77.5	0.03
Cepa 5	77.9	0.03

Las columnas de las cepas se encuentran trabajando como máximo a un 78.1% de su capacidad, por lo que la armadura longitudinal de estas resiste los esfuerzos solicitantes. Por otro lado, la armadura resistente al corte más solicitada es $0.032 \text{ cm}^2/\text{cm}$, por lo que la armadura mínima de estribos ($\Phi 8@20\text{cm}$) resiste perfectamente los esfuerzos predominantes.

6.2.2 Elementos de acero estructural

Los elementos de acero estructural se verifican con su relación de interacción, preocupándose que estos no trabajen a más de su capacidad, la relación de esfuerzos de las vigas principales y secundarias de la superestructura se muestran en la Fig. 14.

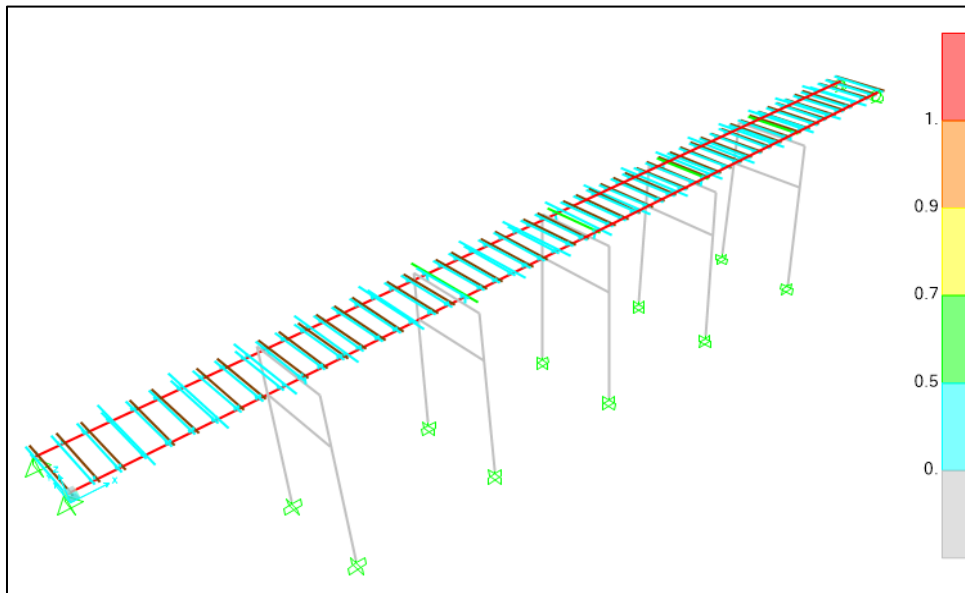


Fig.14: Relación de interacción elementos de acero estructural en estructura actual

En la imagen se observa que las vigas secundarias cumplen la relación de esfuerzos, las vigas más solicitadas trabajan a un 57.1% y son las vigas secundarias de mayor longitud, las cuales se muestran en color verde.

Las vigas principales, por el contrario, se encuentran sobrecargadas (vigas de color rojo), por lo que no resiste los esfuerzos producidos por las cargas predominantes en la estructura. Además, estas vigas presentan problemas de esbeltez global, no cumpliendo con el código de diseño AISC, por lo que deben ser cambiadas por un perfil estructural que resista estos esfuerzos y cumpla con el código de diseño.

7. RECUPERACIÓN ESTRUCTURAL

Para la superestructura se plantea una recuperación estructural de refuerzo, puesto que las vigas principales no cumplen con los códigos de diseño actuales. Por otro lado, las vigas secundarias a pesar de cumplir con los esfuerzos solicitantes, estas, se encuentran muy afectadas por la corrosión, presentando severos daños en la sección de los elementos. por ende, se plantea un cambio

completo de la superestructura de la pasarela, usando perfiles que resistan la demanda de cargas solicitantes. Estos perfiles deben ser del tipo galvanizados, para que resistan el ambiente marino presente en la zona y así evitar la corrosión del material.

Se plantean perfiles del tipo IN 200x100x12 para las vigas principales, las cuales conservan la longitud y separación de las vigas originales. Para las vigas secundarias, se plantean perfiles del tipo IPN 120x58x7.7, las cuales presentan una longitud de 1.5 m y una separación entre ellas de 1.2 m. Además, se refuerza la superestructura con diagonales de perfil L 80x80x6 para darle una mayor rigidez a la pasarela. Se plantea una calidad de acero estructural A42-27 para los perfiles mencionados.

Se considera una plancha diamantada de espesor mínimo 4 mm, de calidad A42-27, soldada en todas las vigas principales y secundarias, la cual permitirá el tránsito peatonal.

En la Tabla 16 se muestra la cantidad de perfiles a utilizar en la construcción de la recuperación de la superestructura de la pasarela.

Tabla 16: Cantidad de perfiles estructurales para la superestructura

Sección	Número de elementos	Longitud del elemento	Peso total
IN 200x100x12	2	28.66 m	1476 Kg
IPN 120x58x7.7	29	1.5 m	488 Kg
L 80x80x6	28	1.81 m	368 Kg

Por otro lado, la subestructura, al no presentar daños severos en sus elementos, se plantea una recuperación estructural de reparación, reforzando la sección perdida por el deterioro del tiempo, recuperando su rigidez original y disminuyendo así sus desplazamientos, para que estos se encuentren dentro del margen permitido por la normativa actual. Se plantea un aumento de sección en las columnas de las cepas, dejando una sección de 40x35 cm.

7.2 Verificación de elementos de acero estructural

En la siguiente imagen se observa la relación de esfuerzos de los elementos de acero estructural, en ella se observa que los nuevos perfiles no se encuentran sobre exigidos, los cuales no superan el 50% de trabajo.

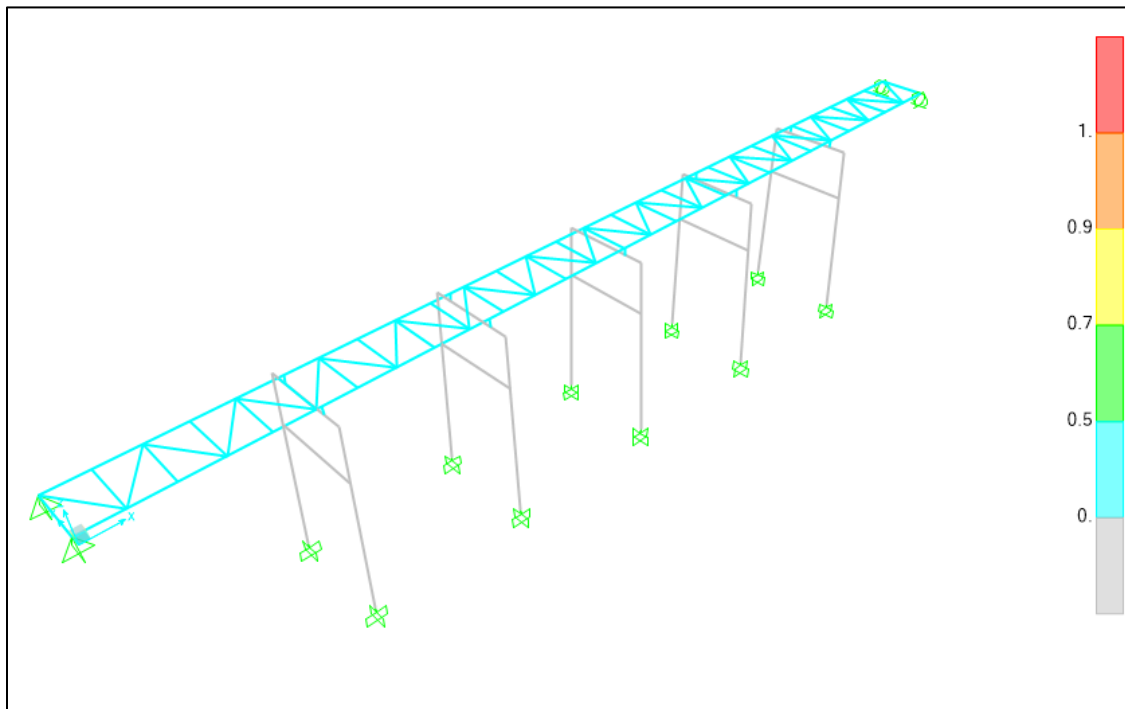


Fig.15: Relación de interacción elementos de acero en recuperación estructural

7.3 Deflexiones máximas

En las siguientes tablas se observan los desplazamientos máximos tanto laterales como verticales de las cepas reparadas

Tabla 17: Desplazamientos laterales en cepas reparadas

	Nodo	Combinación	Des x (cm)	Combinación	Des y (cm)
Cepa 1	68	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.12	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.42
	69	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.12	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.42
Cepa 2	78	1D+1Dr-1Ex-1EZ	0.18	0.6D+0.6Dr-1Ey-1EZ	0.62
	79	1D+1Dr-1Ex-1EZ	0.18	1D+1Dr-1Ey-Ez	0.62
Cepa 3	88	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.24	1D+1Dr+1Ey-EZ	0.75
	89	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.24	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.75
Cepa 4	92	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.28	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.82
	93	1D+1Dr+1Ex-1EZ	0.28	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.82
Cepa 5	382	1D+1Dr-1Ex-1EZ	0.3	1D+1Dr+1Ey-1Ez	1.1
	383	1D+1Dr-1Ex-1EZ	0.3	1D+1Dr-1Ey-1Ez	1.1

Tabla 18: Desplazamientos verticales en cepas reparadas

	Nodo	Combinación	Des z (cm)
Cepa 1	68	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.015
	69	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.015
Cepa 2	78	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.017
	79	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.017
Cepa 3	88	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.019
	89	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.018
Cepa 4	92	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.02
	93	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.02
Cepa 5	382	1D+1Dr+1Ey-1EZ	0.025
	383	1D+1Dr-1Ey-1EZ	0.025

De las tablas anteriores se observa que los desplazamientos tanto laterales como verticales cumplen con la normativa vigente, alcanzando el límite permitido en los desplazamientos laterales de los nodos de la cepa 5.

8. CONCLUSIÓN

La pasarela presenta un buen comportamiento estructural, puesto que, a pesar de ser una estructura muy antigua, pudo resistir catástrofes naturales como lo son inundaciones y terremotos, quedando con daños leves, puesto que sus daños principales, son la pérdida de recubrimiento en su subestructura y la corrosión en la superestructura.

El diseño de la pasarela es controlado completamente por el sismo, el cual provoca las mayores deflexiones y los mayores esfuerzos en los elementos estructurales de esta, haciendo que las cargas de viento y presión hidrodinámica no sean relevantes para el diseño de la estructura.

Las cepas de hormigón armado que forman la subestructura no presentan problema de resistencia, puesto que sus elementos estructurales resisten perfectamente las cargas demandadas por la estructura. Sin embargo, estas no cumplieron con la normativa y los códigos de diseño vigentes, puesto que las cepas presentaron deformaciones superiores a las permitidas por los reglamentos. Los desplazamientos laterales se encuentran excedidos en un 190% a los permitidos por la normativa actual, por lo cual, es necesario una recuperación estructural de reparación para así disminuir estos desplazamientos.

Los daños producidos en el tiempo, provocan un incremento significativo de las deflexiones, produciendo desplazamientos casi 4 veces mayor que los producidos en la estructura original.

Las vigas principales de la superestructura presentan problemas de diseño, las vigas secundarias en cambio, no presentan problemas de diseño, puesto que resisten la demanda de cargas, pero el

deterioro por la corrosión es tan elevado que se opta por cambiar toda la superestructura, escogiendo un diseño que soporte la demanda de cargas.

La recuperación estructural logra disminuir significativamente los desplazamientos de las cepas de hormigón, logrando reducir un 65.6% las deflexiones.

El nuevo diseño de la superestructura hace que esta trabaje a lo más a un 50% de su máxima capacidad, asegurando así la estabilidad y rigidez de la pasarela.

9. REFERENCIAS

NCh432.Of1971: "Calculo de la acción del viento sobre las construcciones"

NCh433.Of1996-Modificada en 2012:" Diseño sísmico de edificios"

NCh2369.Of2003: "Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales"

NCh1537.Of2009: "Diseño estructural-Cargas permanentes y cargas de uso"

NCh3171.Of2010: "Diseño estructural-Disposiciones generales y combinaciones de cargas"

ACI-318-14: "Requisitos de reglamento para concreto estructural"

AISC-360-10: "Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero"

Proceq Original Schmidt Operating Instruction ver 11 2017

NTM 007: "Diseño estructural para edificaciones en áreas de riesgo de inundación por tsunami o seiche"

NCh1998.Of89 "Hormigón-Evaluación estadística de la resistencia mecánica"

Mecánica de fluidos Sexta edición-Robert L. Mott

Predicción de la velocidad media del flujo de ríos de montaña-R. López, J. Barragán, M. Colomer, Universidad de Lleida, España