

**DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DEL ESTADIO CIRO LÓPEZ DE LA  
CIUDAD DE POPAYAN**



**PROYECTO DE TRABAJO DE GRADO EN MODALIDAD DE TRABAJO  
SOCIAL, PRESENTADO ANTE LA UNIVERSIDAD DEL CAUCA COMO  
REQUISITO PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**MARCO ANTONIO HIDALGO ORTIZ  
JONATAN RODRIGUEZ ORTEGA  
BOLIVAR ANDRES AGUIRRE NAVARRETE**

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
POPAYÁN  
2013**

**DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DEL ESTADIO CIRO LÓPEZ DE LA  
CIUDAD DE POPAYAN**



**PROYECTO DE TRABAJO DE GRADO EN MODALIDAD DE TRABAJO  
SOCIAL, PRESENTADO ANTE LA UNIVERSIDAD DEL CAUCA COMO  
REQUISITO PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**MARCO ANTONIO HIDALGO ORTIZ  
JONATAN RODRIGUEZ ORTEGA  
BOLIVAR ANDRES AGUIRRE NAVARRETE**

**DIRECTOR DEL TRABAJO:  
INGENIERO ROGER ORTEGA**

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
POPAYÁN  
2013**

## ÍNDICE

	[Pág.]
INTRODUCCIÓN.....	3
<b>1. INFORMACIÓN PRELIMINAR</b>	
1.1. ALCANCE.....	5
1.2. INFORMACIÓN PREVIA.....	5
1.3. ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	8
1.3.1. CALIDAD DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL .....	8
1.3.2. ESTADO DE LA ESTRUCTURA.....	8
<b>2. EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE</b>	
2.1. CLASIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	10
2.2. EVALUACIÓN DE CARGAS.....	12
2.3. ANÁLISIS MODAL.....	19
2.4. PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO.....	24
2.5. CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS.....	29
2.6. ANÁLISIS ELÁSTICO PAR LAS SOLICITACIONES EQUIVALENTES.....	31
2.7. RESISTENCIA EXISTENTE.....	32
2.8. RESISTENCIA EFECTIVA.....	32
2.9. RELACIÓN ENTRE DEMANADA Y CAPACIDAD.....	32
2.9.1. ÍNDICE DE SOBREENFUERZO.....	33
2.9.2. DERIVAS DE LA ESTRUCTURA.....	37
2.9.2.1. Derivas modelo en tres dimensiones.....	37
2.9.2.2. Derivas modelo en dos dimensiones.....	39
2.9.3. ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD.....	40
<b>3. CONCLUSIONES</b>	
<b>4. ANEXOS</b>	
4.1. PLANOS DE LEVANTAMIENTO DE LATRIBUNA OCCIDENTAL.	
4.2. EVALUACION DE LA PATOLOGIA DE LA ESTRUCTURA	
4.3. ARCHIVO CON RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL POR RCB Y ETABS	

## INTRODUCCIÓN

En este informe se presenta el diagnóstico de la estructura del estadio *Ciro López* de la ciudad de Popayán, el cual cuenta con dos tribunas para albergar a los asistentes al escenario deportivo; estas corresponden a la tribuna oriental y occidental como se muestra a continuación en las fotografías.



Para la realización de este trabajo se inició con la búsqueda de la información existente relacionada con la construcción, mantenimiento y modificaciones efectuadas en las tribunas del estadio *Ciro López*, para esto se visitaron entidades como la Gobernación Departamental del Cauca, la Alcaldía Municipal de Popayán, la Federación de Cafeteros del Departamento del Cauca y la Liga Caucana de Fútbol; con el propósito obtener planos arquitectónicos, planos estructurales, estudios de suelos, bitácoras de construcción, actas de interventoría entre otros. En dichas visitas no se encontró información disponible, lo único que se obtuvo fueron los planos arquitectónicos de unas modificaciones no estructurales proyectadas para la tribuna occidental.

Debido a la falta de información y para dar continuación al desarrollo del trabajo fue necesario realizar el levantamiento topográfico de las tribunas y posteriormente elaborar los planos respectivos.

La siguiente etapa del trabajo correspondió al análisis de la estructura existente en conformidad con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, desarrollando modelos representativos de la estructura sometidos a las cargas establecidas en la norma, para obtener resultados que permitieran la elaboración del diagnóstico.

Para la elaboración del diagnóstico también se realizó una evaluación de la patología estructural de ambas tribunas y de acuerdo a sus resultados (ver anexo 4.2) se encontró que la tribuna oriental presenta varias irregularidades en su estructura y probablemente ya ha superado su vida útil, por esta razón sólo se realiza el análisis estructural o diagnóstico de la tribuna occidental.

El diagnóstico para la tribuna occidental se elaboró según el capítulo A.10 Evaluación e Intervención de edificaciones construidas antes de la vigencia del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.

## 1. INFORMACIÓN PRELIMINAR

### 1.1 ALCANCE.

El alcance del proyecto consiste en evaluar el estado de la estructura de las tribunas del Estadio Ciro López, de acuerdo al REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10 y en particular al capítulo A.10, “Evaluación e Intervención de Edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento”.

### 1.2. INFORMACIÓN PREVIA.

Debido a la falta de información disponible fue necesario hacer el levantamiento topográfico de las tribunas para elaborar los planos respectivos, también se realizó una inspección del estado actual de las estructuras, la cual se detalla en el anexo 4.2.

Es importante aclarar que debido al alcance académico del presente trabajo no fue posible realizar ensayos o pruebas al concreto, ni auscultación o detección del refuerzo existente, tampoco se dispuso de un estudio de suelos para el análisis de la cimentación, sin embargo la información obtenida en el levantamiento, la edad de la edificación, las características de la misma y su comportamiento a través del tiempo permiten realizar un análisis válido sobre el diagnóstico de la misma.

La tribuna occidental del estadio Ciro López presenta un sistema estructural de pórticos en concreto resistente a momentos. En las visitas e inspecciones realizadas se observó que el comportamiento de la estructura, pórticos y losas, ha sido satisfactorio en relación a las solicitudes por cargas verticales (cargas muertas y vivas), esto se evidencia al no encontrar fallas locales ni afectaciones importantes como fisuras o vibraciones.

En cuanto a la tribuna oriental, su sistema estructural también corresponde al de pórticos en concreto resistente a momentos, el cual no se encuentra bien definido y presenta varias irregularidades y a diferencia de la otra tribuna se encuentra probablemente cerca de superar su vida útil. Por lo anterior, el diagnóstico estructural que a continuación se presenta corresponde únicamente a la tribuna occidental.

Por información suministrada en el Departamento de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil, de la Universidad del Cauca, sobre un estudio de rehabilitación realizado a la tribuna occidental en años pasados, se conoce que por motivo del sismo ocurrido en el año 1983 en la ciudad de Popayán, los pórticos del módulo central resultaron con afectaciones de carácter estructural en su sección superior, generando que los nudos que conectan la cubierta con las columnas de apoyo quedaran articulados; por esta razón y como una solución provisional se

recomendó incorporar un sistema de apoyo de cable y un tubo metálico ubicado en el lado posterior de cada una de las columnas superiores para solventar el problema causado a raíz de la articulación de esa sección, también se recomendó el reforzamiento de dichos elementos con una serie de ángulos metálicos y platinas adheridos en su parte externa.

El funcionamiento de la propuesta (cable y tubo) consistía en que el cable tomaría las tensiones y el tubo las compresiones generadas por el movimiento de la cubierta, con la utilización de este sistema el objetivo principal era evitar la oscilación de la misma.

Esta alternativa fue propuesta únicamente para el módulo central existente y con carácter provisional, pero desafortunadamente la solución se quedó de forma permanente. Para la construcción de los otros dos módulos de la tribuna no se siguieron las recomendaciones dadas en el estudio de rehabilitación, de diseñar y construir una estructura diferente para soporte a las graderías y dichos módulos se construyeron como una réplica del módulo central.

En las inspecciones realizadas se encontró que el sistema de cable y tubo construido años atrás, presenta problemas de punzonamiento en el concreto de la cubierta debido principalmente a la ausencia de un elemento que disipe los esfuerzos de contacto entre el tubo y la cubierta.

El sistema de cable y tubo, el reforzamiento a las columnas y el problema de punzonamiento se indican en las siguientes fotografías:





**REFORZAMIENTO CON ÁNGULOS AL PÓRTECO Y SISTEMA CABLE-TUBO**



**REFORZAMIENTOS CON ÁNGULOS NIVEL INFERIOR DE LA LOSA**

**1.3. ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.**



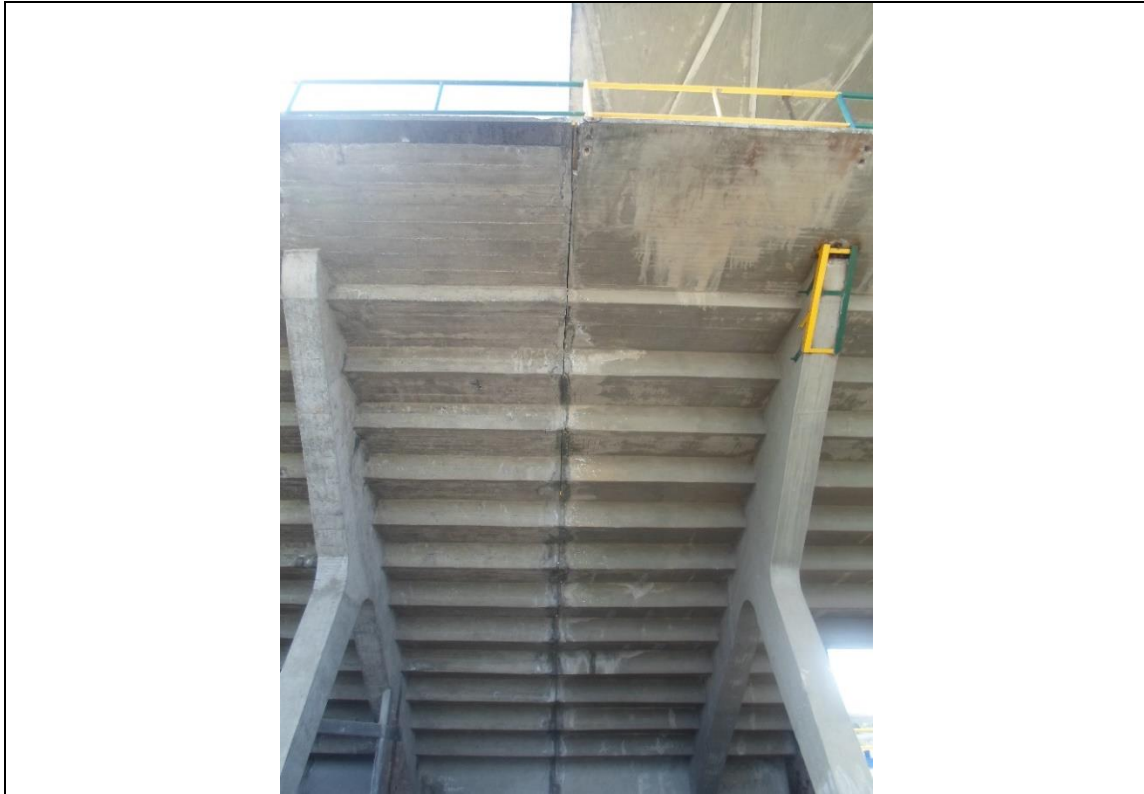
**1.3.1. Calidad del diseño y la construcción de la estructura original:** La estructura presenta distribución irregular de la masa, principalmente en la parte superior, y ausencia de algunos elementos estructurales como vigas longitudinales. No se dispone de información sobre su diseño o construcción. Por lo anterior la calificación se considera como regular.

**1.3.2 Estado de la estructura:** El estado actual de la tribuna es bueno, no se observa fisuración importante, corrosión en sus armaduras, asentamientos diferenciales o deflexiones excesivas. Según lo anterior la calificación se considera como buena.

El estado general de la estructura se puede observar en las siguientes fotografías:



**PÓRTICO CARACTERÍSTICO TRIBUNA OCCIDENTAL**



**JUNTA DE SEPARACION ENTRE DOS MÓDULOS**



**CUBIERTA EN EL MÓDULO CENTRAL(2) – ACERO DE REFUERZO COLUMNAS  
SUPERIORES DEL MODULO 1**

## **2. EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE**

## 2.1 CLASIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

La estructura característica de la tribuna occidental del estadio Ciro López corresponde al sistema estructural denominado pórticos en concreto resistentes a momentos.

Esta tribuna se compone de tres módulos, cada uno de los cuales está conformado por 5 pórticos espaciados cada 6 metros. Los módulos tienen una longitud total de 30 metros y son separados el uno del otro por medio juntas de dilatación.

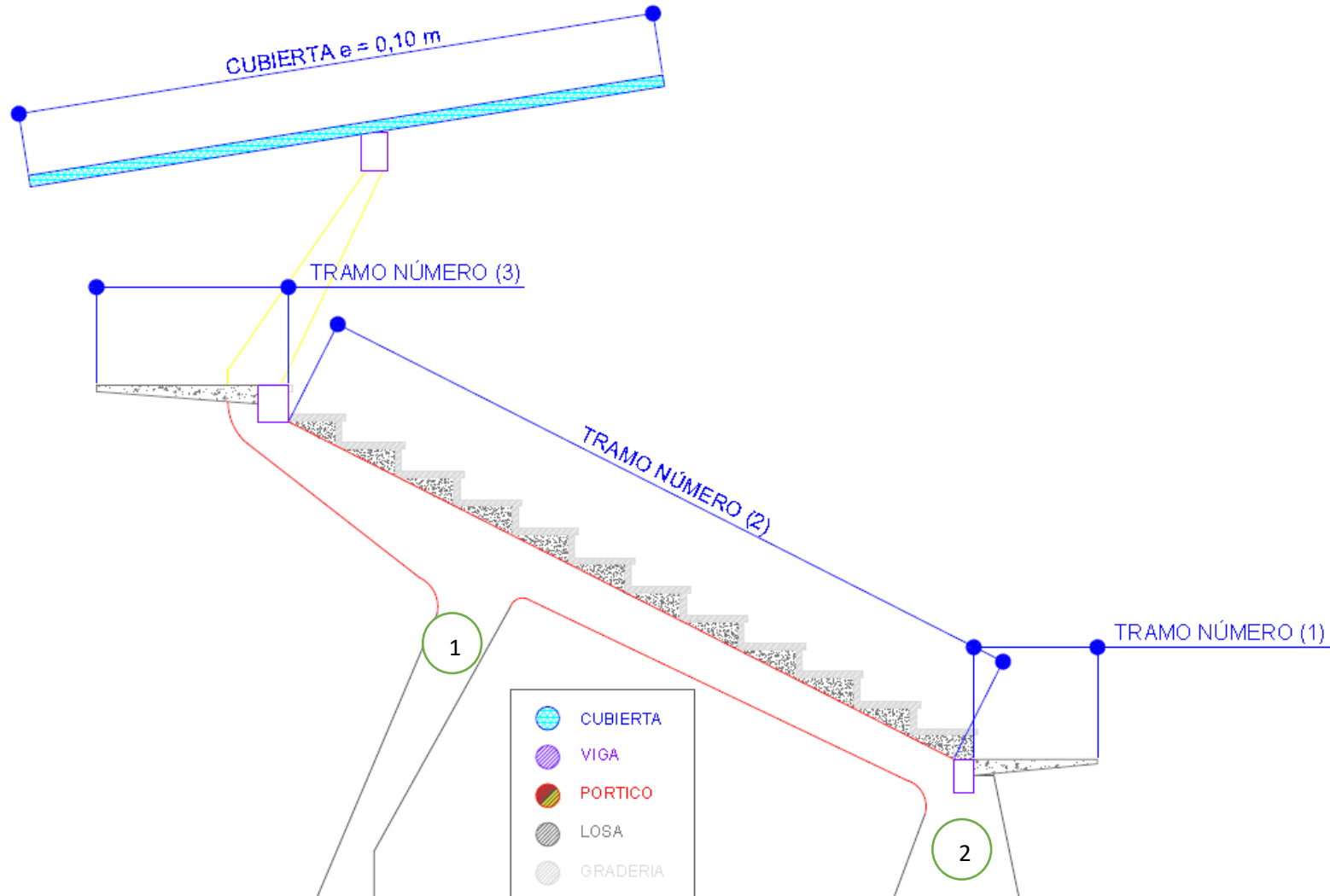
Para el diagnóstico de la estructura solamente se analizó el módulo central de la edificación, (5 pórticos), como módulo representativo, el cual presenta las condiciones más desfavorables en relación a las cargas presentes y posibles consecuencias ante un sismo.

El pórtico tipo que conforma el módulo central se subdividió en tramos para facilitar su análisis.

Como se desconoce la resistencia a la compresión real del concreto ( $f'_c$ ), para el análisis se asumirá un valor de 21 Mpa y un módulo de elasticidad equivalente a  $E_c = 3900\sqrt{f'_c}$ , es decir 17870 MPa.

A continuación se muestra el pórtico tipo del módulo central de la estructura de la tribuna occidental del estadio Ciro López.

**Gráfico:** Descripción general de la estructura objeto de análisis.



## 2.2. EVALUACIÓN DE CARGAS.

**Carga Muerta:** En este tipo de cargas se consideran elementos permanentes de construcción incluyendo el peso propio de la estructura, carga de muros, pisos, cubiertas, escaleras, equipos fijos y todas aquellas cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación.

**Carga Viva:** Las cargas vivas son aquellas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales.

- **Evaluación de cargas Tramo (1):** Correspondiente al voladizo inferior de la estructura.

### Carga Muerta:

$$\gamma_{CONCRETO} = 24 \text{ KN/m}^3$$

ELEMENTO	$W_{CM} \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Peso de losa	0,135 * 24 = 3,24
Cielo raso	= 0
Acabados	= 0
Muros	= 0
	<b>3,24</b>

$$q_{CM} = 3,24 * 6,0 = 19,44 \text{ KN/m}$$

(Se toma el espesor promedio de la losa)

### Carga Viva:

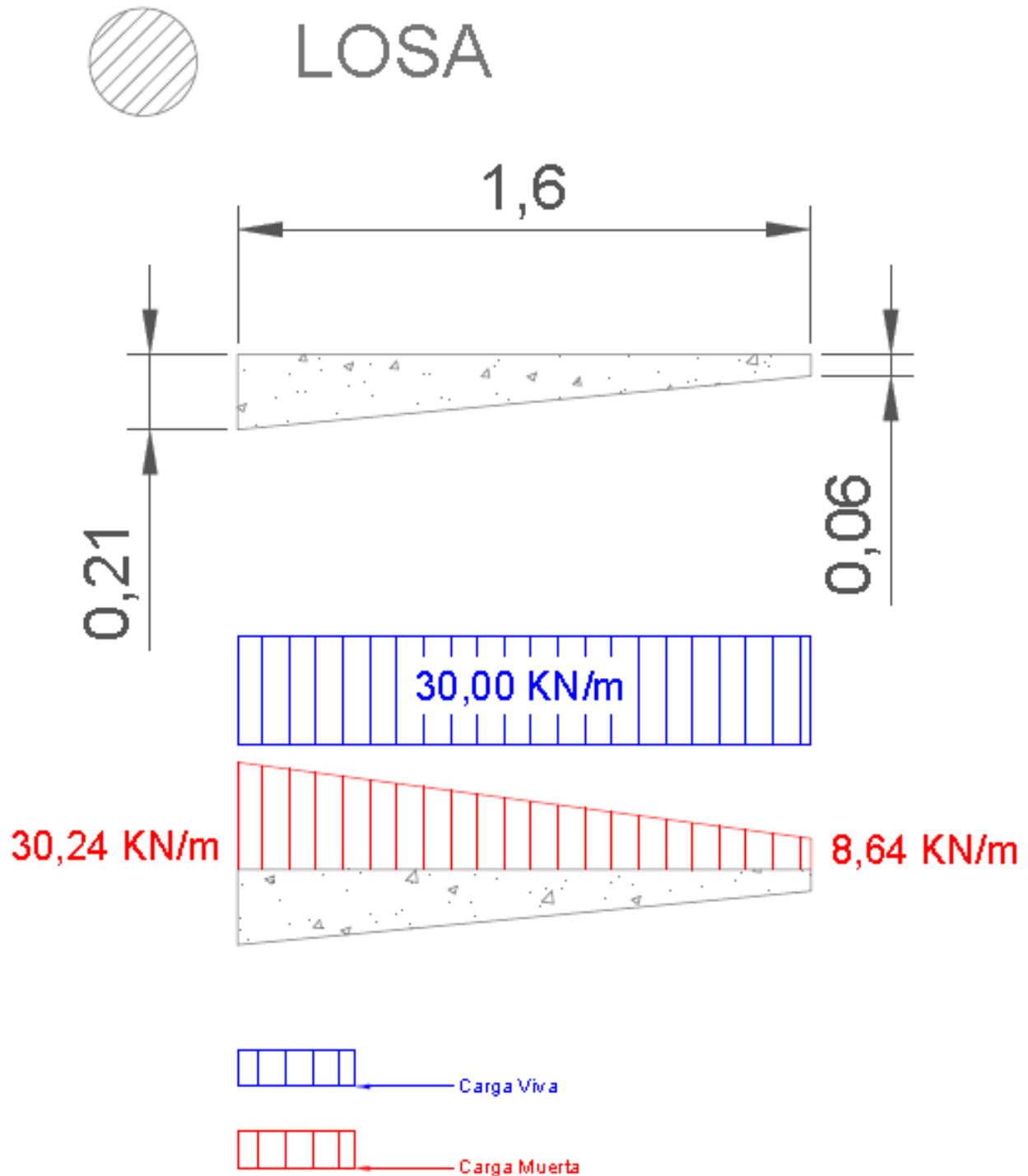
Se estima con base en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas, en el título B.2.4

Carga viva en graderías en Coliseos y Estadios es igual a **5,0 KN/m<sup>2</sup>**

$$q_{CV} = 5,0 * 6,0 = 30,0 \text{ KN/m}$$

**Gráfico:** Descripción geométrica de la sección y cargas actuantes.

# TRAMO NUMERO (1)



- **Evaluación de cargas: Tramo (2):** Correspondiente a las graderías de la estructura.

**Carga Muerta:**

$$\gamma_{CONCRETO} = 24 \text{ KN/m}^3$$

✚ **Gradería:**

$$W_{CM} = \frac{1,161 * 24}{9,64} = 2,89 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{CM} = 2,89 * 6,0 = 17,34 \text{ KN/m}$$

✚ **Relleno Viga-Gradería:**

$$q_{CM} = \frac{1,551 * 24}{9,64} * 0,40 = 1,54 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{CM} = 17,34 + 1,54 = 18,88 \text{ KN/m}$$

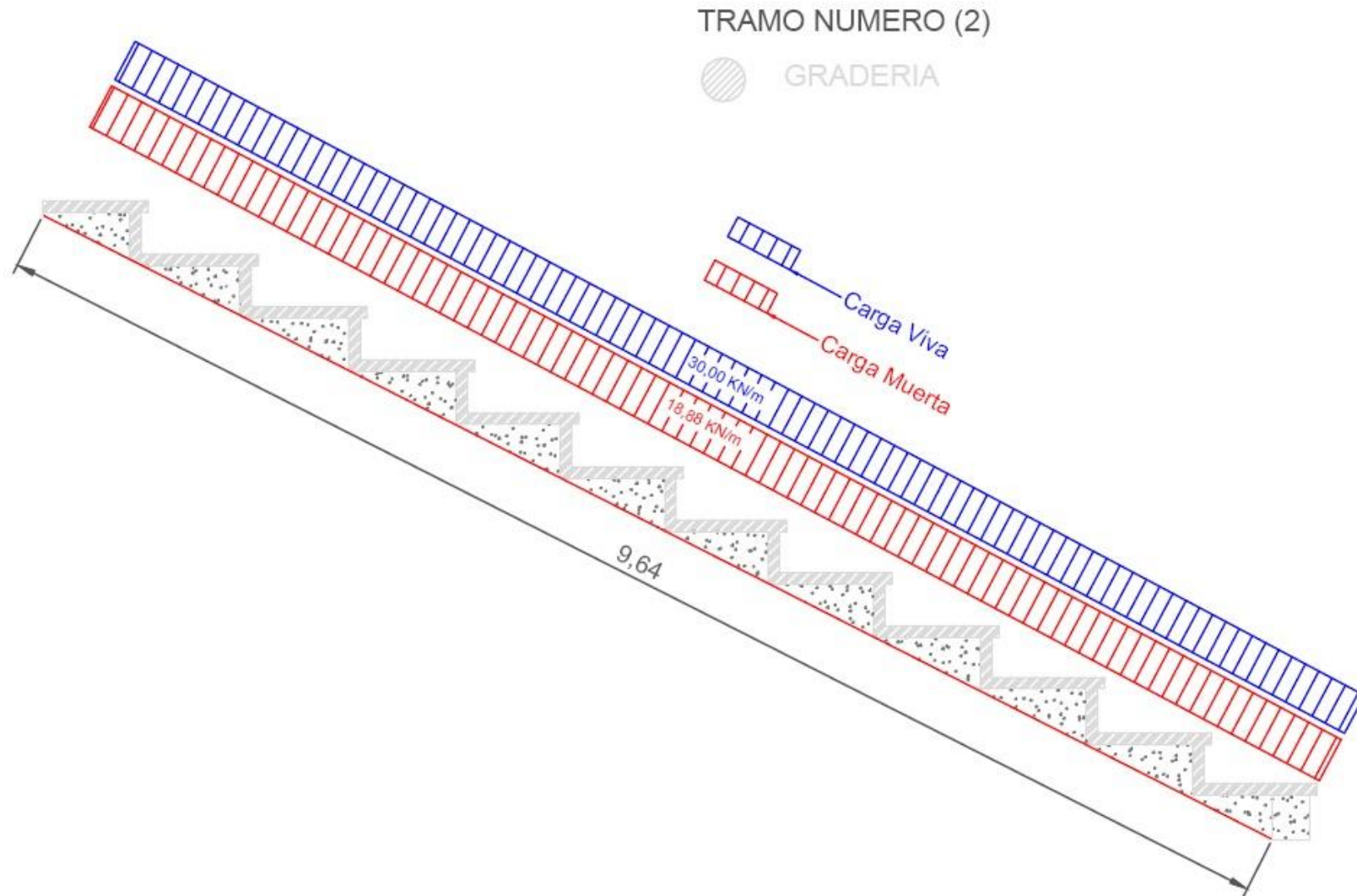
**Carga Viva:**

Se estima con base en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas, en el título B.2.4

Carga viva en graderías en Coliseos y Estadios es igual a **5,0 KN/m<sup>2</sup>**

$$q_{CV} = 5,0 * 6,0 = 30,0 \text{ KN/m}$$

**Gráfico:** Descripción geométrica de la sección y cargas actuantes.





- **Evaluación de cargas: Tramo (3):** Correspondiente al voladizo superior de la estructura.

### Carga Muerta:

$$\gamma_{CONCRETO} = 24 \text{ KN/m}^3$$

ELEMENTO		$W_{CM} \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Peso de losa	$0,16 * 24$	$= 3,84$
Cielo raso		$= 0$
Baldosa		$= 0$
Muros		$= 0$
		<b>3,84</b>

$$q_{CM} = 3,84 * 6,0 = 23,04 \text{ KN/m}$$

(Espesor promedio de la losa)

### Carga Viva

Se estima con base en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas, en el título B.2.4

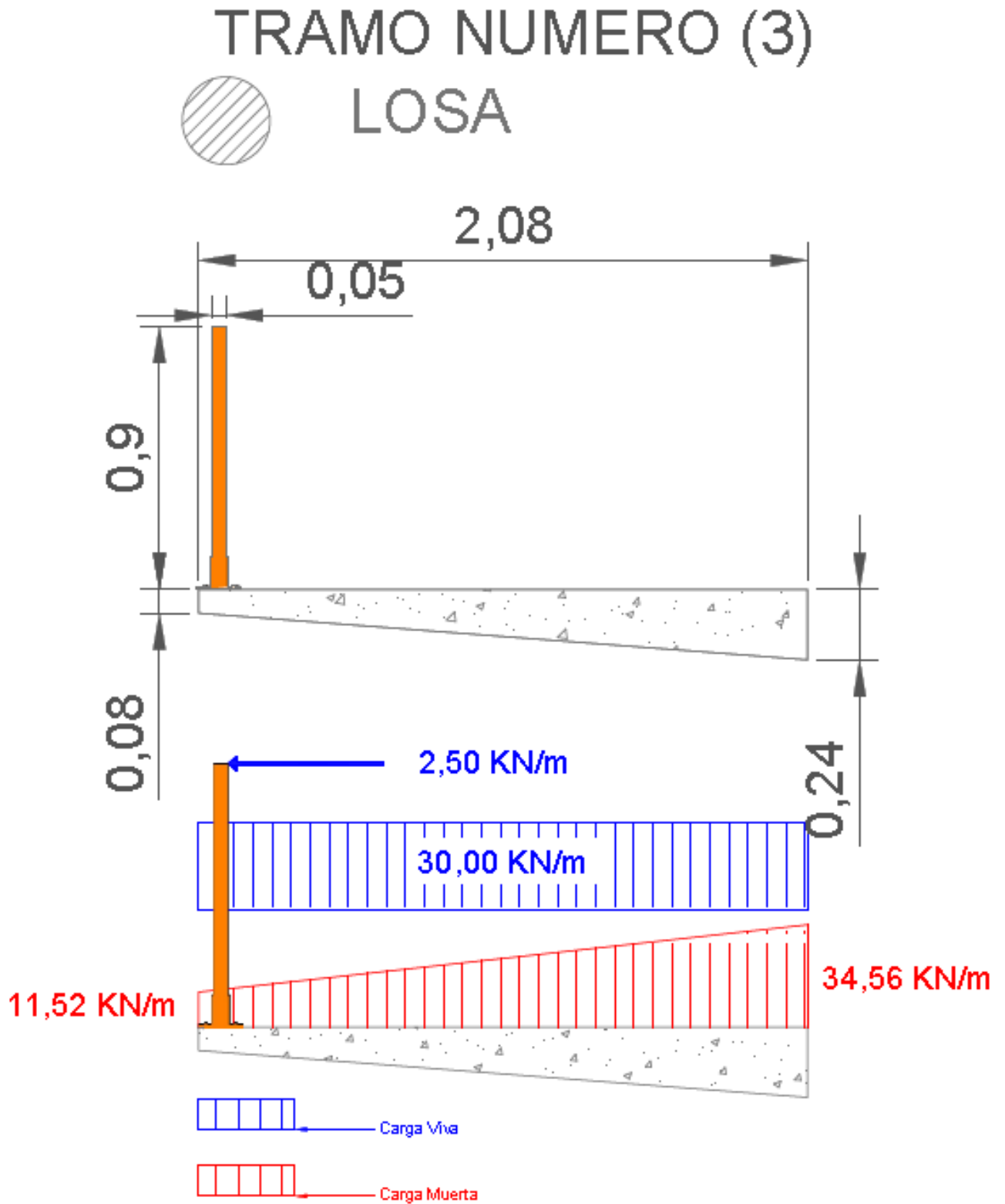
La cual dicta que para graderías en Coliseos y Estadio la carga uniformemente distribuida es igual a  $5,0 \text{ KN/m}^2$

$$q_{CV} = 5,0 * 6,0 = 30,0 \text{ KN/m}$$

- **Barandas - Pasamanos:**

Este tipo de elementos se diseñan con una carga horizontal, aplicada en la parte superior de la baranda – pasamanos igual a  $2,5 \text{ KN/m}$  según indica el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 en su numeral B.4.2.2 — EMPUJE EN PASAMANOS Y ANTEPECHOS

Gráfico: Descripción geométrica de la sección y cargas actuantes.



➤ **Evaluación de cargas: Cubierta**

**Carga Muerta:**

$$\gamma_{CONCRETO} = 24 \text{ KN/m}^3$$

✚ **Cubierta:**

Para la determinación de la carga de cubierta la cual presenta una forma acanalada, esta se modela como si fuese una losa maciza de 0,10 metros de espesor.

$$W_{CM} = 0,10 * 24 = 2,40 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

<b>ELEMENTO</b>	<b><math>W_{CM} \text{ (KN/m}^2\text{)}</math></b>
Peso gradería	= 2,40
Cielo raso	= 0
	<b>3,60</b>

$$q_{CM} = 2,40 * 6,0 = 14,40 \text{ KN/m}$$

**Carga Viva:**

Para esta condición de cubierta se consideró una carga viva de **1,0 KN/m<sup>2</sup>**

$$q_{CV} = 1,0 * 6,0 = 6,0 \text{ KN/m}$$

## 2.3 ANÁLISIS MODAL – OBTENCIÓN DE PERIODOS DE LA ESTRUCTURA

El modelo estructural utilizado en este análisis corresponde al módulo central de la edificación, como anteriormente se había mencionado, el cual está compuesto por 5 pórticos espaciados cada 6,0 metros.

En este análisis se utilizaron los programas EngSolutions RCB con análisis en dos y tres dimensiones, ETABS y el programa Central de la Universidad del Cauca, obteniendo los siguientes resultados, para los primeros 15 modos de vibración:

PERIODO T (segundos)				
MODO	EngSolutions RCB 3D	ETABS	EngSolutions RCB 2D	Central 2D
1	0.987	0.894	0.937	0.90
2	0.97	0.795	0.456	0.42
3	0.624	0.787	0.435	0.40
4	0.598	0.283	0.20	0.19
5	0.56	0.152	0.086	0.077
6	0.559	0.137	0.075	0.068
7	0.446	0.125	0.057	0.051
8	0.442	0.075	0.053	0.037
9	0.44	0.052	0.046	0.036
10	0.385	0.052	0.031	0.033
11	0.319	0.043	0.021	0.023
12	0.304	0.037	0.02	0.019
13	0.24	0.029	0.017	0.018
14	0.238	0.027	0.014	0.013
15	0.224	0.025	0.012	0.012

Debido a la irregularidad del módulo de la gradería, se realizó un análisis comparativo con los programas que se tienen al alcance, tratando de generar un modelo representativo del comportamiento real de la edificación. Se observó que los resultados son similares y presentan una buena proximidad entre sí. Finalmente se tomaron como resultados representativos los obtenidos por el modelo tridimensional y con estos valores se calcularon los índices de flexibilidad y sobreesfuerzo de la edificación.

A continuación se muestran imágenes de los modelos utilizados en el análisis:

**Figura:** Modelo en dos dimensiones – RCB y Central

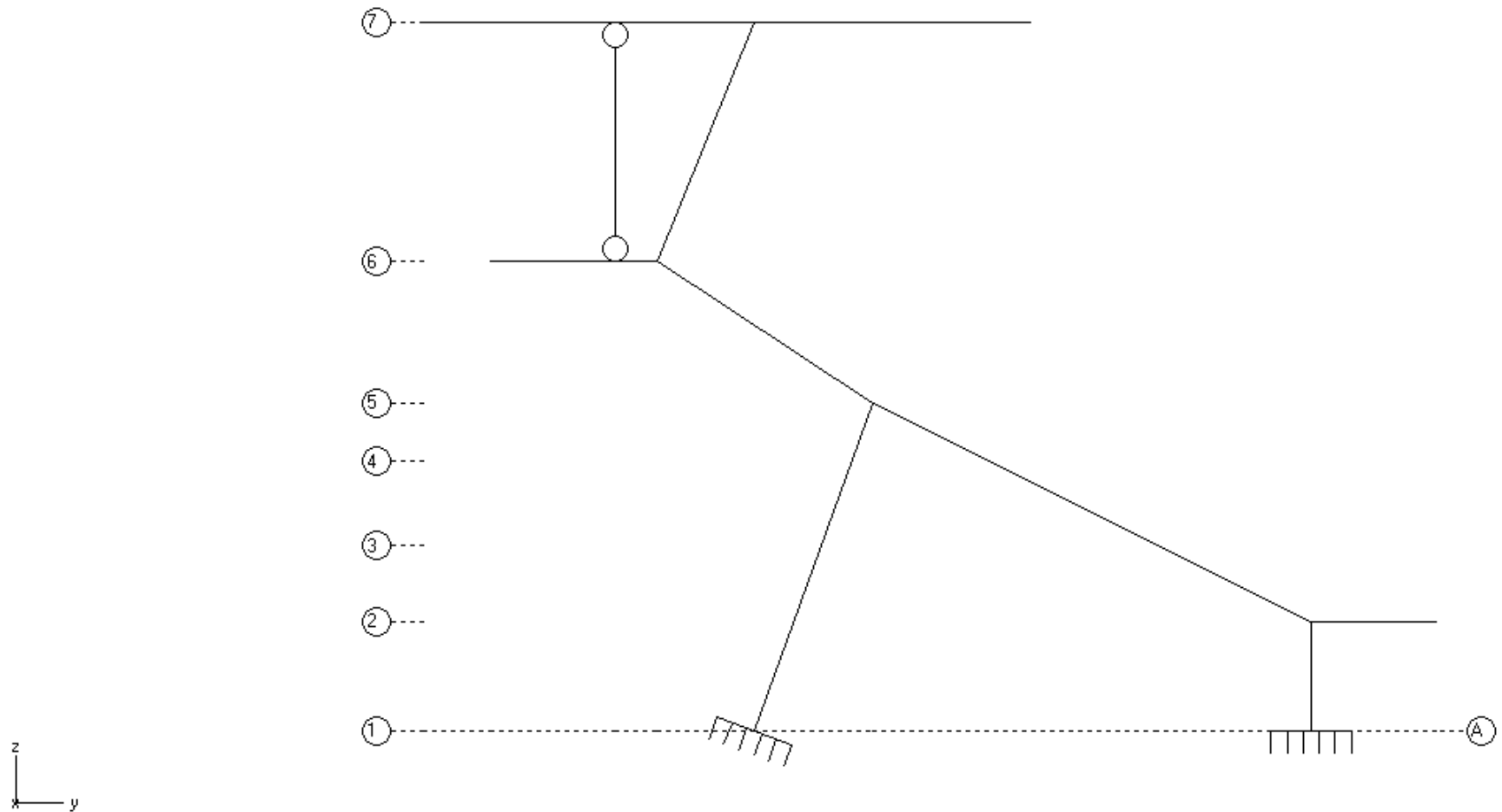
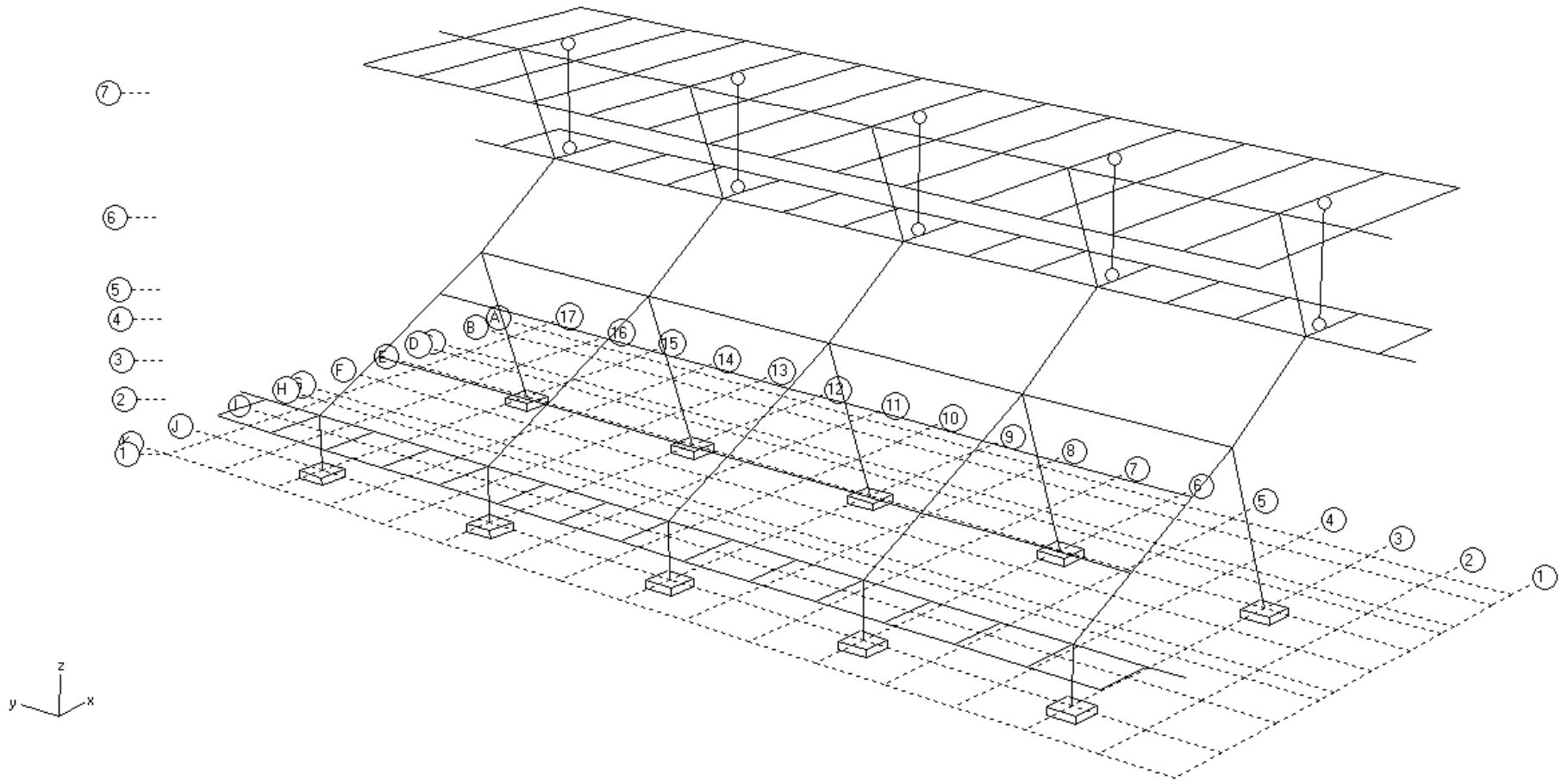
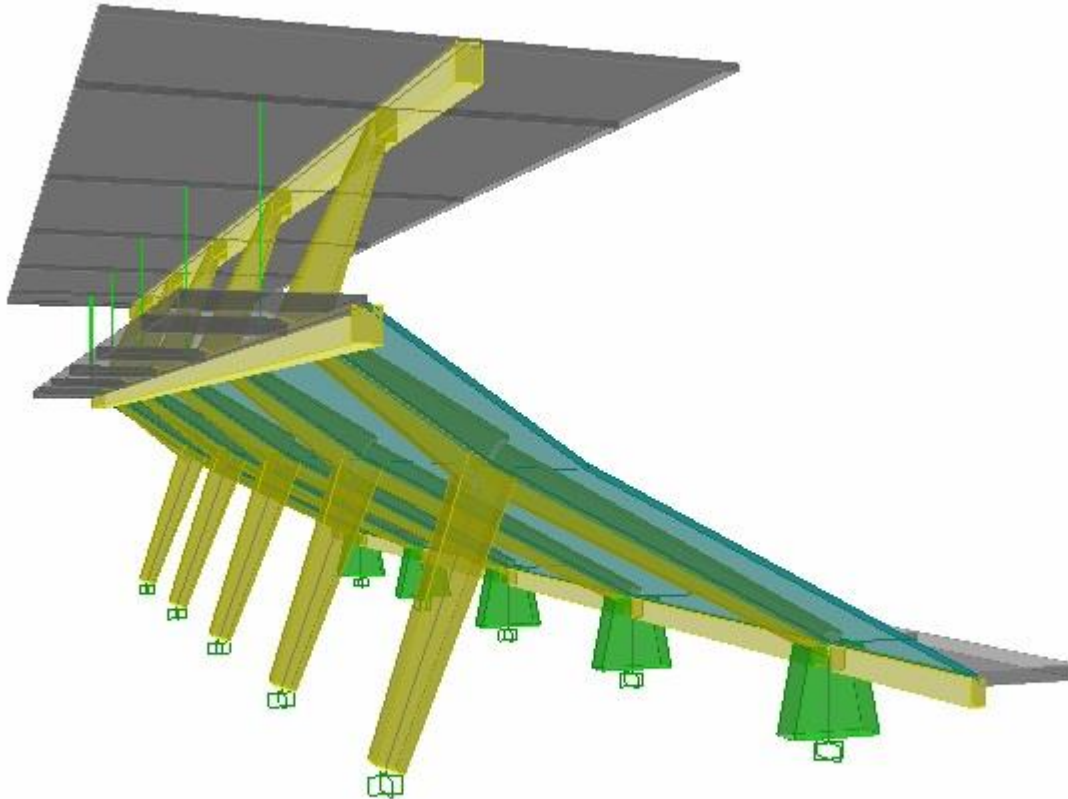


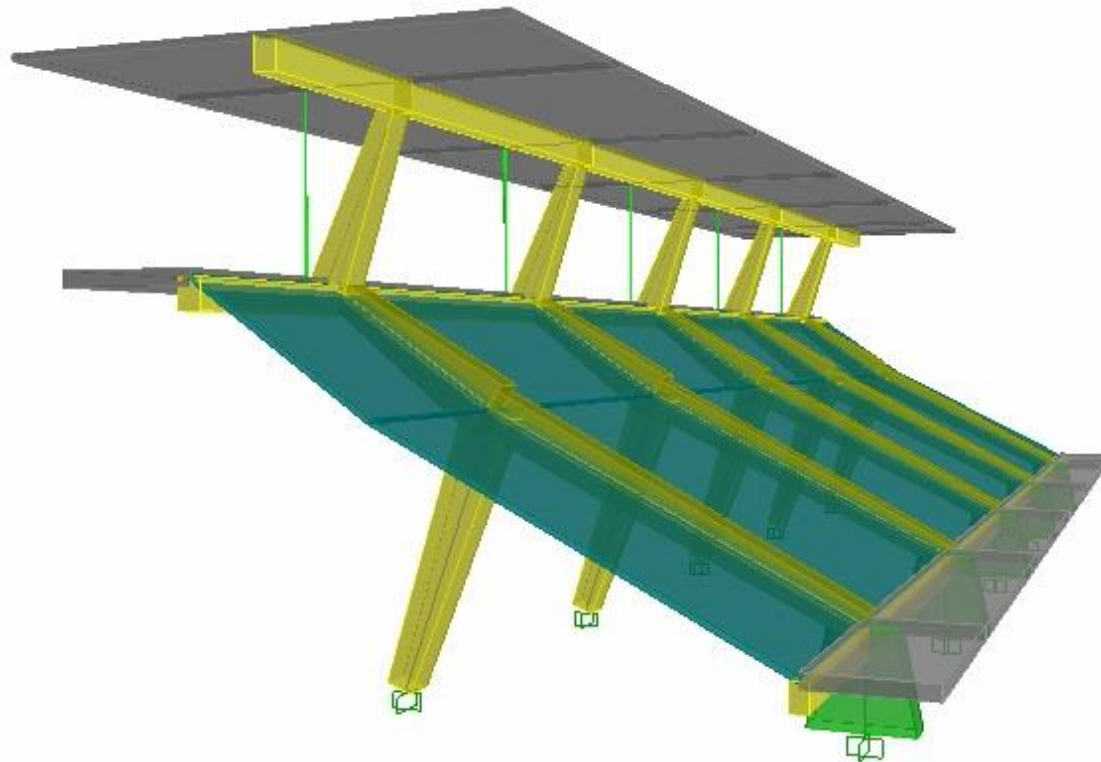
Figura: Modelo en tres dimensiones - RCB



**Figura:** Modelo en ETABS – Vista posterior



**Figura:** Modelo en ETABS – vista frontal





## 2.4. PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO:

Para definir los parámetros necesarios en el análisis se consideraron los siguientes aspectos:

ANÁLISIS DINAMICO - ESPECTRO DE DISEÑO - NSR 10 - TITULO A					
Localización:	Popayán		Zona de Amenaza sísmica:	Alta	
Aceleración pico efectiva Aa:	0.25		Velocidad pico efec Av:	0.20	
Tipo de perfil de suelo:	E				
Coef de Amplificación Fa:	1.45		Coef de Amplificación Fv:	3.20	
Sistema estructural:	Pórticos		Capac de Disip de Energ:	DES	
Coef capac disipación Ro:	7				
Grupo de Uso:	II		Coeficiente de Import I:	1.10	
Irregularidad en Planta:	N		Øp:	1.00	
Irregularidad en Altura:	S		Øa:	0.90	
Ør (ausencia de redund):	1.00				
Peso total de la edif (KN):	2645.64		Altura total de la edif (m):	9.66	
Coef capac disipación R:	5.25				
Period de vibrac (seg) To:	0.177	Tc (seg):	0.847	TL(seg):	7.680
Cu =	1.2	ct :	0.047	α:	0.90
Periodo aproximado Ta (Seg) :	0.362	CuTa:	0.434		
Periodo para cálculo de Vs (seg) :	0.434	Sa (g) paraVs:	0.997		

Cortante Vs Método F.H.E (KN) =	2637.37	80% Vs =	2109.90	KN
		90% Vs =	2373.64	KN
Cortante dinám. total base Vtjx (KN):	2374.00	> 90% de VS - cumple - (Est Irregular)		
Cortante dinám. total base Vtjy (KN):	2374.00	> 90% de VS - cumple - (Est Irregular)		

- ❖ **Coeficiente de Importancia (I):** El coeficiente de importancia I, modifica el espectro y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación. Para el caso del presente análisis el grupo de uso de la edificación corresponde al **Grupo II, Estructuras de ocupación especial**, definido así en el REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10, en la sección A.2.5.1 – Grupos de Uso.

Para el análisis sísmico el coeficiente de importancia I, para el grupo de uso II es igual a 1.10. **(I = 1,10)**

- ❖ **Coefficiente aceleración horizontal pico efectiva** **(Aa = 0,25)**
- ❖ **Coefficiente velocidad horizontal pico efectiva** **(Av = 0,20)**

Para la determinación de los anteriores coeficientes es necesario tener en cuenta la ubicación geográfica de la edificación con el objeto de identificar el tipo de amenaza sísmica presente, en este caso, la ciudad de Popayán en el departamento del Cauca.

Región	Aa	Av
1	0.05	0.05
2	0.1	0.1
3	0.15	0.15
4	0.2	0.2
5	0.25	0.25
6	0.3	0.3
7	0.35	0.35
8	0.4	0.4
9	0.45	0.45
10	0.5	0.5

- ❖ **Coefficiente del suelo para periodos cortos** **(Fa = 1,45)**
- ❖ **Coefficiente del suelo para intermedios a largos** **(Fv = 3,20)**

En relación a los anteriores coeficientes (Fa y Fv) en su determinación se debe tener en cuenta el tipo de perfil del suelo presente. La identificación de dicho perfil se realiza a partir de la superficie de terreno. El tipo de perfil del suelo se considerará, para este caso, como del **tipo E (suelo blando)**, teniendo en cuenta que para este trabajo no se dispone de un estudio de suelos que permita definir estos parámetros geotécnicos.

- ❖ **Coefficiente de capacidad de disipación de energía, R'**

De acuerdo al sistema estructural característico de la edificación el cual corresponde a pórticos en concreto resistentes a momento y sus características constructivas, se consideró el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R'.

Para este estudio se tomó el valor de  $R_o$  como las tres cuartas partes del valor que fija el capítulo A.3 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, así  $R_o = 5.25 (7 \times 0.75)$ . Posteriormente y de acuerdo a las irregularidades presentes en la edificación se calculó el valor de  $R'$ :

$$R' = \phi_p \cdot \phi_a \cdot R_o$$

$\phi_a$ : coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación. De acuerdo a la configuración del módulo se tomará una irregularidad del tipo 3.A – geométrica.

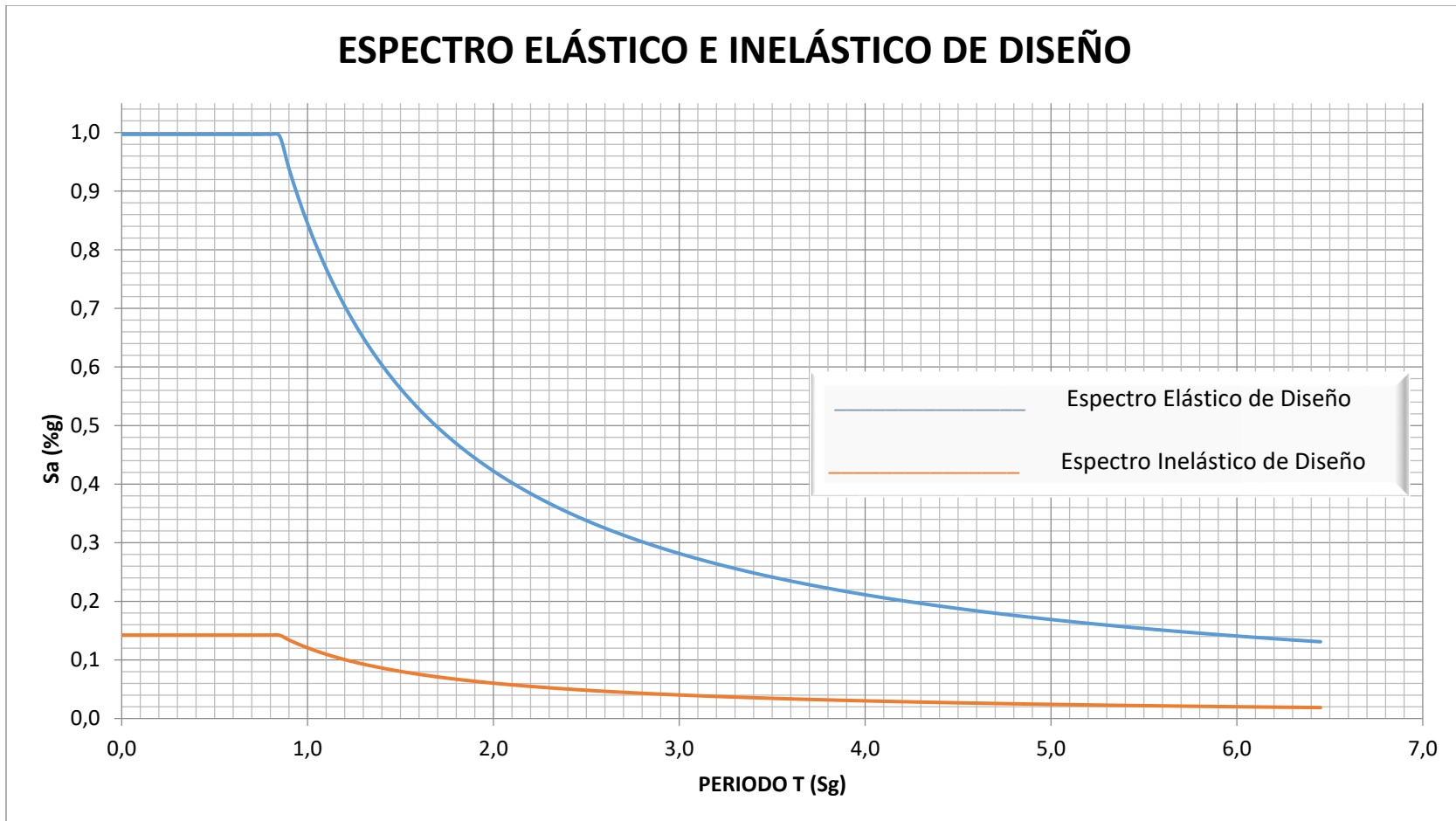
**Tabla A.3-7**  
**Irregularidades en la altura**

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	$\phi_a$	Referencias
1aA	<b>Piso flexible (Irregularidad en rigidez)</b> — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
1bA	<b>Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez)</b> — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
2A	<b>Irregularidad en la distribución de las masas</b> — Cuando la masa, $m_i$ , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
3A	<b>Irregularidad geométrica</b> — Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9	A.3.4.2.
4A	<b>Desplazamientos dentro del plano de acción</b> — La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.12.
5aA	<b>Piso débil — Discontinuidad en la resistencia</b> — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.
5bA	<b>Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia</b> — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.

$\emptyset p$ : coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. No se considerará este tipo de irregularidad.

$$\begin{aligned}\emptyset p &= 1 \\ \emptyset a &= 0.9 \\ R' &= 1 * 0.9 * 5.25 \\ R' &= 4.73\end{aligned}$$

Modos y Periodos de Vibración obtenidos del Análisis Dinámico		
(Espectro elástico de aceleraciones A.2.6)		
Modo	Periodo	Sa
Nº	(Seg)	(g)
1 fundamental	0.987	0.856
2	0.97	0.871
3	0.624	0.997
4	0.598	0.997
5	0.56	0.997
6	0.559	0.997
7	0.446	0.997
8	0.442	0.997
9	0.44	0.997
10	0.385	0.997
11	0.319	0.997
12	0.304	0.997
13	0.24	0.997
14	0.238	0.997
15	0.224	0.997





## 2.5. CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS – ANÁLISIS DINÁMICO NSR 10

Elastic Modal Base Shear  
 $V_m = S_{am} W_m'$   
 $S_{am}$  = Spectral modal acceleration  
 $W_m'$  = Effective modal weight

### A N A L Y S I S P A R A M E T E R S

Number of modes to be included ... = 15

	X-direction	Y-direction
Energy dissipation coefficient, $R_o$ =	5.25	5.25

### M O D A L B A S E S H E A R

X - D I R E C T I O N			Y - D I R E C T I O N			
MODE No	Sax (g)	W'x (KN)	Vx (KN)	Say (g)	W'y (KN)	Vy (KN)
1	.856	983.8	842.1	.856	0	0
2	.871	0	0	.871	126.7	110.4
3	.997	0	0	.997	874.6	872
4	.997	0	0	.997	0	0
5	.997	0	0	.997	800.9	798.5
6	.997	1109.2	1105.9	.997	0	0
7	.997	0	0	.997	0	0
8	.997	1.7	1.7	.997	0	0
9	.997	0	0	.997	710.9	708.7
10	.997	0	0	.997	0	0
11	.997	0	0	.997	0	0
12	.997	0	0	.997	0	0
13	.997	0	0	.997	0	0
14	.997	0	0	.997	132.6	132.2
15	.997	107.7	107.4	.997	0	0

ELASTIC $V_e$ (combined):	1394.2	1389.2
STATIC (IREG) $S_a(T_a)W$ :	2637.4	2637.4

Design Base Shear:      2373.66                      2373.66

Total Building Weight,  $W = 2645.64$  KN  
 Participating Mass,  $SW'/W = 90\%$  in X,  $100\%$  in Y  
 $W'_{xm} = \{SW_j f_{xjm}\}^2 / SW_j f_{xjm}^2$      $W'_{ym} = \{SW_j f_{yjm}\}^2 / SW_j f_{yjm}^2$



A C C I D E N T A L T O R S I O N

X-direction    Y-direction  
-----

Building dimension, L, (m)    = 13.84    32

Modal nodal force:

$$F_{im} = V_m f_{im} / S W_j f_{jm}$$

$$V_m = (S a_m / R_w) W'_m$$

$$W'_m = \{S W_j f_{jm}\}^2 / S W_j f_{jm}^2$$

C O M B I N E D M O D A L F O R C E

X - DIRECTION

Floor k	Weight W (KN)	Force F (KN)	Shear V (KN)
7	728.1	1942	1942
6	685.4	433.4	2375
5	244.3	5.03	2380
4	211.2	5.90	2374
3	243.1	3.57	2371
2	533.3	3.06	2374

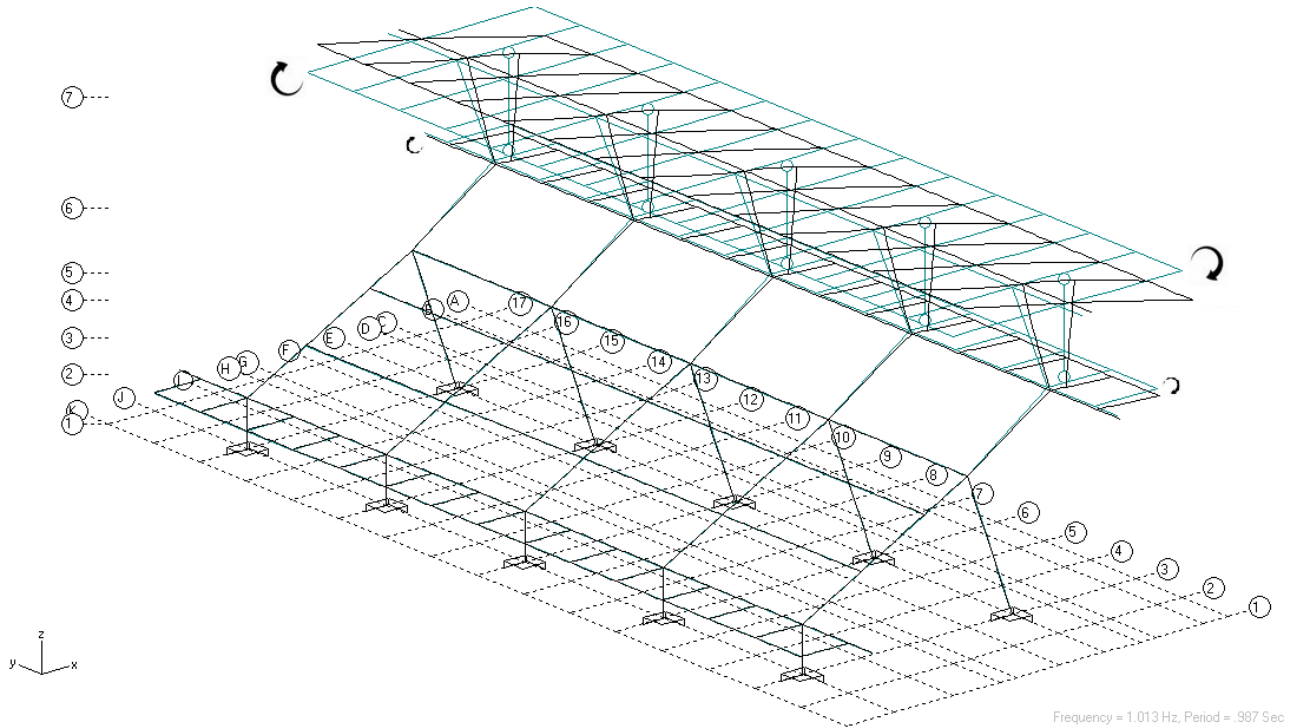
C O M B I N E D M O D A L F O R C E

Y - DIRECTION

Floor k	Weight W (KN)	Force F (KN)	Shear V (KN)
7	728.1	1009	1009
6	685.4	946.4	1955
5	244.3	193.8	2149
4	211.2	127.9	2277
3	243.1	68.94	2346
2	533.3	27.86	2374

## 2.6. ANÁLISIS ELÁSTICO PARA LAS SOLICITACIONES EQUIVALENTES:

Para este análisis se tomarán los resultados del modelo tridimensional del programa RCB. El modo de vibración predominante corresponde al ocurrido para la dirección transversal de la estructura (dirección X), con un periodo de 0.987 segundos. Este modo es básicamente de tipo traslacional, tal como se indica en el siguiente esquema, y obedece a la distribución geométrica y de masa irregular del pórtico en la parte superior o de cubierta.



Las combinaciones de carga utilizadas corresponden a las indicadas en el numeral B.2.4 COMBINACIONES DE CARGAS MAYORADAS USANDO EL MÉTODO DE RESISTENCIA del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, las cuales se indican en la siguiente tabla:

COMBINACIONES DE CARGAS MAYORADAS
$1.4(D + F)$
$1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$
$1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) + (L \text{ ó } 0.8W)$
$1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$
$1.2D + 1.0E + 1.0L$
$0.9D + 1.6W + 1.6H$
$0.9D + 1.0E + 1.6H$



Los datos relacionados con la geometría de los elementos de la estructura, cargas, resultados de reacciones en los apoyos, fuerzas en los miembros, etc. Se adjuntan en el anexo del análisis dinámico elástico.

## 2.7. RESISTENCIA EXISTENTE DE LA ESTRUCTURA, $N_{ex}$ :

Para la resistencia existente de los elementos de la estructura,  $N_{ex}$ , no se disponía de la información necesaria, en planos o memorias de cálculo, para poder calcularla, entonces para determinarla fue posible afirmar que los elementos principales del pórtico, sin incluir los elementos de cubierta (cable y losa) han tenido un comportamiento satisfactorio bajo el efecto de las cargas verticales, por consiguiente es posible tener una idea de la resistencia existente en cada elemento calculando el valor correspondiente a la combinación de carga vertical principal (**1.2 D + 1.6 L**)

## 2.8. RESISTENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA, $N_{ef}$ :

La resistencia efectiva correspondiente a cada elemento se obtuvo a partir de la resistencia existente,  $N_{ex}$ , afectándola por los coeficientes de reducción de resistencia  $\phi_c$  y  $\phi_e$

$$N_{ef} = \phi_c \phi_e N_{ex}$$

De acuerdo a la calificación de la edificación como **regular** en relación a la calidad del diseño y a su construcción y como **buena** respecto a su estado actual, los coeficientes asignados según la norma son  $\phi_c = 0.8$  y  $\phi_e = 1.0$  respectivamente.

## 2.9. RELACIÓN ENTRE DEMANDA Y CAPACIDAD:

Se determinaron los índices de sobreesfuerzo y flexibilidad los cuales permiten definir la capacidad que tiene la estructura de soportar y responder adecuadamente ante las solicitaciones equivalentes calculadas, es decir, las cargas verticales y fuerzas horizontales que debería soportar la edificación.

### 2.9.1. INDICE DE SOBRESFUERZO:

Para la determinación del índice de sobreesfuerzo en todos los elementos que conforman la estructura y para los efectos de flexión y cortante se calcula el cociente de la fuerza o esfuerzo que se le exige al aplicarle las sollicitaciones equivalentes mayoradas, de acuerdo con el procedimiento dado en el título B del Reglamento y para las combinaciones de cargas allí dadas, por la resistencia efectiva del elemento. Para el caso de vigas se revisa el momento resistente por cuantía mínima y se tomará el mayor valor entre este resultado y la sollicitación por cargas verticales. El índice de sobreesfuerzo para toda la estructura corresponde al mayor valor obtenido de estos cocientes.

A la columna superior no se le calcularon los índices de sobreesfuerzo, pese a que se conoce el refuerzo principal, puesto que esta columna se considera como un elemento soporte de la cubierta y que hace parte de la misma.

<b>INDICE DE SOBRE ESFUERZO EN VIGAS</b>	<b>FLEXION</b>
--	----------------

VIGA	B (m)	H1 (m)	H2 (m)	ϕMn Asmin	RESISTENCIA EXIS.		RESISTENCIA EFEC.		SOLICITACIONES		I.S.E.		RESULTADO	
					ϕMn(+)	ϕMn(-)	ϕMn(+)	ϕMn(-)	Mu(+)	Mu(-)	M(+)	M(-)	I.S.E.	V.s. 1.0
1 (Tramo (2) parte superior)	0.40	0.52	0.70	204.32	1686.90	204.32	1349.52	163.46	1842.20	327.38	1.37	1.60	1.60	<b>X</b>
2 (Tramo (2) parte inferior)	0.40	0.64	0.51	169.57	747.06	169.57	597.65	135.66	765.15	113.19	1.28	0.83	1.28	<b>X</b>

<b>INDICE DE SOBRE ESFUERZO EN VIGAS</b>	<b>CORTANTE</b>
--	-----------------

VIGA	B (m)	H1 (m)	H2 (m)	RESISTENCIA EXISTENTE	RESISTENCIA EFECTIVA	SOLICITACIONES	RESULTADO	
				Vn	Vn	Vu	I.S.E.	v.s. 1.0
1 (Tramo (2) parte superior)	0.40	0.98	0.55	586.56	469.25	586.56	1.25	<b>X</b>
2 (Tramo (2) inferior)	0.40	0.51	0.64	339.45	271.56	765.15	2.82	<b>X</b>

Como resultado para la estructura objeto del análisis se obtuvo:

Para el efecto de flexión en vigas, se puede observar que los índices de sobreesfuerzo superan la unidad, casi en todos los casos, tanto para momentos positivos como para momentos negativos. Los valores más altos ocurren en la viga número 1, ubicada en la parte superior del tramo (1) del pórtico característico de la estructura.

**El mayor índice de sobreesfuerzo para flexión en vigas de la estructura es de 1.60**

En relación al efecto de cortante actuante en las vigas, se puede decir que todas las vigas presentaron un índice de sobreesfuerzo mayor que la unidad. Para este efecto los valores más críticos se presentaron en la viga número 2, ubicada en la parte inferior del tramo (1) del pórtico característico de la estructura.

**El mayor índice de sobreesfuerzo para cortante en vigas de la estructura es de 2.82**

En columnas, el análisis fue realizado para la parte superior e inferior de cada una de ellas; como se muestra a continuación:

INDICE DE SOBRESFUERZO EN COLUMNAS

COLUMNA	RESISTENCIA EXISTENTE				RES. EFEC.	SOLICITACIONES				RESULTADO	
	$\phi P_n$	$\phi M_n$	$\phi M_2$	P	P (Nef.)	P <sub>u</sub>	Mu <sub>2</sub>	Mu <sub>3</sub>	P	I.S.E.	V.s. 1.0
1 Superior	961,31	939,91	27,10	0,05840	0,04672	862,31	1077,07	24,40	Sec. Insuf.		
1 Inferior	994,71	443,41	27,10	0,01860	0,01488	831,04	408,97	113,65	0,02480	1,67	<b>X</b>
2 Superior	194,09	5,29	46,36	0,01000	0,01000	91,54	2,49	53,40	0,01000	1,00	<b>o.k.</b>
2 Inferior	194,09	5,29	325,11	0,01000	0,01000	91,54	2,49	71,96	0,01000	1,00	<b>o.k.</b>

Los resultados de índices de sobreesfuerzo fueron positivos para la columna número 2, los cuales son iguales a la unidad, en esta columna el acero que se requiere para las solicitudes dadas corresponde al acero mínimo. En cuanto a la columna número 1 los resultados obtenidos mostraron que para su sección inferior el índice de sobreesfuerzo es mayor que la unidad y que para la sección superior no es posible determinar un valor para el índice de sobreesfuerzo debido a que las dimensiones son insuficientes para tomar las solicitudes equivalentes.

Con base en lo anterior **el mayor índice de sobreesfuerzo en columnas de la estructura es 1.67**, el cual corresponde a la parte inferior de la columna número 1, excluyendo el hecho de que esta misma no tiene sección suficiente en la parte superior.

Del análisis anterior, se evidencia que la edificación presenta importantes deficiencias en relación a su capacidad para tomar adecuadamente las cargas horizontales, puesto que los índices de sobreesfuerzo críticos resultaron siendo aquellos determinados para las combinaciones que incluyen carga sísmica en cualquiera de las dos direcciones principales.

También, se puede concluir que la principal afectación ocurrirá por el efecto de la flexión proveniente de las fuerzas sísmicas, además que los primeros elementos en fallar serán las columnas de sección insuficiente, posteriormente las vigas superiores del tramo (2) puesto que reciben altos esfuerzos de flexión por momentos positivos. En relación al efecto de cortante, se puede decir que el elemento más afectado sería la viga número 1 del tramo (2).

Con relación a la solución estructural de reforzamiento que debe realizarse en la edificación, esta debe ir encaminada al análisis de las columnas con sección insuficiente y a aquellos elementos, vigas y columnas, con los mayores índices de sobreesfuerzo.

El inverso del índice de sobreesfuerzo general expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la resistencia que tendría una edificación nueva construida de acuerdo a los requisitos presentados en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

En la totalidad de las vigas, se presentan valores de índices de sobreesfuerzo mayores que la unidad, por consiguiente sus inversos corresponden a valores de vulnerabilidad por resistencia bajos lo que implica que dichas vigas necesitan intervención. Esto mismo ocurre para la columna número 1.

En la edificación existen elementos que tienen menos del 30% de la resistencia que deberían tener para resistir los esfuerzos provenientes de las sollicitaciones que impone el reglamento y otros elementos cuyos porcentajes de resistencia se encuentran entre un 35% y un 80% de la que deberían tener.

**2.9.2. DERIVAS DE LA ESTRUCTURA:** del análisis dinámico elástico se obtuvieron las derivas de piso para las respectivas sollicitaciones equivalentes.

**2.9.2.1. DERIVAS MODELO EN TRES DIMENSIONES:** A continuación se muestran los desplazamientos obtenidos del análisis sísmico en la dirección **X**, (dirección crítica) como también los resultados del análisis de derivas para el pórtico tipo del módulo central.

DESPLAZAMIENTOS PÓRTICO		
NIVEL	EJE	Ux (mm)
7	A-3,6,9,12,15	-346.13
	B-3,6,9,12,15	-346.11
	C-3,6,9,12,15	-346.06
	D-3,6,9,12,15	-346.04
	E-3,6,9,12,15	-345.99
	F-3,6,9,12,15	-346.05
	G-3,6,9,12,15	-346.10
	H-3,6,9,12,15	-346.12
	$\bar{U}_x$	-346.08
6	B-3,6,9,12,15	-72.66
	C-3,6,9,12,15	-72.65
	D-3,6,9,12,15	-72.64
	$\bar{U}_x$	-72.65
5	F-3,6,9,12,15	-2.07
	$\bar{U}_x$	-2.07
2	J-3,6,9,12,15	-0.54
	K-3,6,9,12,15	-0.54
	$\bar{U}_x$	-0.54

CÁLCULO DERIVAS PÓRTICO			
NIVEL → (mm)	Ux (mm)	$\Delta x$ (mm)	$\Delta x$ (%)
7 → 3260	-346.08	-273.43	8.39
6 → 1950	-72.65	-70.57	3.62
5 → 2970	-2.07	-1.54	0.05
2 → 1940	-0.54	-0.54	0.03

A continuación se muestran los desplazamientos obtenidos del análisis sísmico en la dirección **Y**, como también los resultados del análisis de derivas para el pórtico tipo.

DESPLAZAMIENTOS PÓRTICO		
NIVEL	EJE	Uy (mm)
7	A-3,6,9,12,15	15.16
	B-3,6,9,12,15	15.16
	C-3,6,9,12,15	15.16
	D-3,6,9,12,15	15.16
	E-3,6,9,12,15	15.16
	F-3,6,9,12,15	15.17
	G-3,6,9,12,15	15.17
	H-3,6,9,12,15	15.17
	<b><math>\bar{U}_y</math></b>	<b>15.16</b>
6	B-3,6,9,12,15	5.94
	C-3,6,9,12,15	5.98
	D-3,6,9,12,15	5.99
	<b><math>\bar{U}_y</math></b>	<b>5.97</b>
5	F-3,6,9,12,15	-0.95
	<b><math>\bar{U}_y</math></b>	<b>-0.95</b>
2	J-3,6,9,12,15	-0.61
	K-3,6,9,12,15	-0.63
	<b><math>\bar{U}_y</math></b>	<b>-0.62</b>

CÁLCULO DERIVAS PÓRTICO			
NIVEL→ (mm)	Uy (mm)	$\Delta y$ (mm)	$\Delta y$ (%)
7→ 3260	-143.76	-35.84	1.10
6→ 1950	-107.91	-50.39	<b>2.58</b>
5→ 2970	-57.53	-54.10	1.82
2→ 1940	-3.42	-3.42	0.23

**2.9.2.2. DERIVAS MODELO EN DOS DIMENSIONES:** A continuación se muestran los desplazamientos obtenidos del análisis sísmico, como también los resultados del análisis de derivas para el pórtico tipo modelado en dos dimensiones:

DESPLAZAMIENTOS PÓRTICO	
NIVEL	Uy (mm)
7	-214.39
	-214.39
	-214.39
	-214.38
	-214.37
	-214.38
	-214.39
	-214.39
6	-47.65
	-47.65
	-47.64
	-47.65
5	-1.74
	-1.74
2	-0.57
	-0.57
	-0.57

CÁLCULO DERIVAS PÓRTICO			
NIVEL → (mm)	Uy (mm)	$\Delta y$ (mm)	$\Delta y$ (%)
7 → 3260	-214.39	-166.74	5.11
6 → 1950	-47.65	-45.90	2.35
5 → 2970	-1.74	-1.17	0.04
2 → 1940	-0.57	-0.57	0.04



La siguiente tabla resume los resultados obtenidos en el análisis, en donde se indican las mayores derivas en la dirección X e Y para cada nivel de la estructura.

NIVEL→ (mm)	DERIVA MÁX. DIRECCION X (%)	DERIVA MÁX. DIRECCION Y (%)	DERIVA MÁX. (%)	VERIFICACIÓN
7→3260	8.39	1.10	8.39	<del>&gt;1% NO CUMPLE</del>
6→1950	3.62	2.58	3.62	<del>&gt;1% NO CUMPLE</del>
5→2970	0.05	1.82	1.82	<del>&gt;1% NO CUMPLE</del>
2→1940	0.03	0.23	0.23	<1% CUMPLE

Las derivas más críticas ocurren en los niveles superiores de la edificación y sobrepasan ampliamente el límite máximo de derivas admisibles para el sistema estructural de pórticos en concreto correspondiente al 1% de la altura de piso.

### 2.9.3. ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD:

Se determinó el índice de flexibilidad por efectos de las cargas horizontales como el cociente entre la máxima deriva obtenida para las solicitaciones equivalentes y las permitidas por el reglamento NSR-10.

La siguiente tabla contiene los datos correspondientes a la máxima deriva de cada nivel y su respectivo índice de flexibilidad.

NIVEL→ (mm)	DERIVA MÁX. (%)	ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD
7→3260	8.39	8.39
6→1950	3.62	3.62
5→2970	1.82	1.82
2→1940	0.23	0.23

Para esta estructura **el índice de flexibilidad general es 8.39**, correspondiente al nivel superior de la edificación. Este índice está muy por encima de la unidad evidenciando falta de rigidez en la estructura, lo cual se advierte claramente en la configuración geométrica del pórtico y en la distribución de la masa (voladizo de la parte superior del pórtico, con una masa importante en la cubierta).

El inverso del índice de flexibilidad general expresa la vulnerabilidad sísmica de la edificación como una fracción de la rigidez que tendría una edificación nueva construida con los requisitos establecidos por la NSR-10.

Así, **la vulnerabilidad por rigidez de la estructura es de 0.12**

Este valor indica que se trata de una edificación con una rigidez inferior a la mínima requerida por la norma. Para este caso el valor de 0.12 significa que la estructura posee aproximadamente el 12% de la rigidez que debería tener para resistir las solicitaciones que impone la NSR-10. Este hecho indica que la edificación requiere ser intervenida rigidizándola globalmente con el propósito de controlar la deriva de piso.

Los datos relacionados con la geometría de los elementos de la estructura, resultados de reacciones en los apoyos, cargas, miembros, etc. Se adjuntan en el anexo del análisis elástico.

### 3. CONCLUSIONES

- En la evaluación de la patología de la estructura de la tribuna oriental se encontraron varios elementos afectados con deflexiones, fisuras y otras afectaciones, además de irregularidades y discontinuidades geométricas en los pórticos; por esta razón y de acuerdo a la edad y estado general de la construcción, es probable que la vida útil de la misma ya se haya superado, por consiguiente se considera que esta tribuna no presenta condiciones adecuadas de seguridad ante las solicitaciones de cargas actuales y se propone no desarrollar un proyecto de rehabilitación si no la proyección de una nueva estructura.
- El estado de la tribuna occidental es bueno, no presenta afectaciones importantes como deflexiones severas, fisuración, deterioro o corrosión etc, por lo tanto se analizó su estructura para emitir el respectivo diagnóstico. La modelación del módulo central de la tribuna se llevó a cabo mediante diferentes programas de computo (RCBE, ETABS, Central), teniendo en cuenta la complejidad del sistema estructural de pórticos. Los resultados obtenidos en los diferentes programas resultaron similares lo cual avala el modelo planteado.
- Según el alcance del proyecto y debido a la ausencia de información de la estructura existente no se realizó el análisis estructural de la cimentación, pero es posible establecer que la misma ha tenido un buen comportamiento ante la acción de las cargas verticales actuantes, esto conforme a la ausencia de señales que indiquen asentamientos o falla por capacidad de carga del suelo.
- El modo de vibración predominante corresponde al ocurrido para la dirección transversal de la estructura (dirección X), con un periodo de 0.987 segundos. Este modo es básicamente de tipo traslacional y obedece a la distribución geométrica y de masa irregular del pórtico en la parte superior.
- Se calcularon los índices de sobreesfuerzo para los elementos que conforman el pórtico característico de la estructura, excepto para la columna superior que se considera un elemento de la cubierta. Para la obtención de los mismos no se dispuso de la información pertinente al refuerzo existente, pero fueron determinados como el cociente entre las solicitaciones equivalentes y la resistencia que tienen los elementos diseñados para las cargas verticales actuales; estos valores así calculados dan una idea aproximada de su relación entre demanda y capacidad. El mayor índice de sobreesfuerzo para flexión en vigas es de 1.60 y para

cortante es de 2.82, en el caso de las columnas el mayor índice es de 1.67 y también se encuentra una sección insuficiente en la columna 1; esto indica que la edificación presenta importantes deficiencias en relación a su capacidad para tomar las cargas. El inverso del índice de sobre esfuerzo general expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la resistencia que tendría una edificación nueva construida de acuerdo a los requisitos de la NSR-10. Todas las vigas presentan índices mayores a la unidad, por consiguiente sus inversos corresponden a valores de vulnerabilidad por resistencia bajos; existen elementos que tienen menos del 30% de la resistencia que deberían tener para soportar las cargas establecidas en la norma y otros elementos cuyos porcentajes de resistencia se encuentra entre un 35% y un 80% de la requerida.

- El índice de flexibilidad general es de 8.39, el cual está muy por encima de la unidad evidenciando falta de rigidez en la estructura. El inverso de este índice expresa la vulnerabilidad sísmica de la edificación como una fracción de la rigidez que tendría una edificación nueva; así, la vulnerabilidad por rigidez de la estructura es de 0.12, lo que significa que la estructura posee aproximadamente el 12% de la rigidez que debería tener para resistir las solicitaciones que exige la norma.
- Los valores de los índices de sobre esfuerzo y flexibilidad obtenidos para las solicitaciones equivalentes permiten concluir que la tribuna occidental en su estado actual no está en capacidad de soportar y responder adecuadamente ante las cargas prescritas por el reglamento vigente NSR - 10. Es de aclarar que para el análisis estructural se utilizaron los movimientos sísmicos correspondientes a un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva, es decir, todos los resultados obedecen a solicitaciones que exigen un comportamiento similar al de una construcción nueva; sin embargo, la norma permite que este tipo de edificaciones, pertenecientes al grupo de uso II y que fueron diseñadas y construidas antes de la vigencia del decreto 1400 de 1984 deben obtener como mínimo, al ser intervenidas, un nivel de seguridad limitado, es decir, solicitaciones menores a las requeridas para una construcción nueva, siempre y cuando esta condición, menos exigente, sea aceptada por el propietario y legalizada en conjunto con el diseñador ante la Curaduría urbana y la Notaría.
- El presente diagnóstico permite concluir que se requiere de un estudio de rehabilitación sísmica de la tribuna occidental en el cual se diseñe la intervención o reforzamiento necesario para que su sistema estructural y cimentación resistan las solicitaciones equivalentes y cumplan con las

especificaciones del reglamento NSR 10, de acuerdo al uso y edad de la edificación, de tal manera que los índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad sean menores a la unidad una vez sea intervenida la estructura. Para el desarrollo del proyecto de rehabilitación se debe elaborar un estudio geotécnico y ensayos preferiblemente no destructivos para obtener un estimado de la resistencia a la compresión del concreto de vigas y columnas así como de sus cuantías de refuerzo.

- De acuerdo a los resultados de este análisis se pueden proponer dos posibles alternativas de rehabilitación para que sean analizadas y evaluadas desde el punto de vista económico y de funcionalidad:

**Alternativa 1**, Se propone:

Desmontar la cubierta existente en concreto y reemplazarla por una en material liviano, debidamente anclada, que contrarreste el efecto de la masa concentrada en la parte superior y así disminuya el efecto del voladizo; también se deberán reforzar y/o rigidizar los elementos (vigas y columnas) que requieren de intervención para resistir las nuevas solicitaciones y para el control de los índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad. Es indispensable la conformación de los pórticos en ambas direcciones, lo que implica la construcción de vigas aéreas, en el sentido longitudinal de la gradería, que amarren los pórticos de cada módulo; esta adecuación no deberá afectar la estabilidad de los elementos existentes.

**Alternativa 2**; Se propone:

Desmontar la cubierta existente en concreto y eliminar las columnas inclinadas que la soportan, con el fin de sustituir estos elementos con una cubierta nueva, con un sistema estructural de apoyo independiente de los pórticos existentes. También será necesario revisar la estructura existente sin la carga de cubierta para adecuarla a los requerimientos de la norma.

- El sistema de barandas con que cuenta la tribuna no tiene un nivel de seguridad adecuado para las condiciones que pueden presentarse en este tipo de construcciones, por esta razón deberá implementarse un nuevo sistema que cumpla las recomendaciones mínimas de seguridad y resistencia que se especifican para estos elementos.

- Mientras se proyecta y desarrolla la rehabilitación de la tribuna occidental, se recomienda realizar mantenimiento en las juntas de dilatación entre módulos, solucionar el problema de punzonamiento del tubo de concreto en la losa de cubierta, corregir las afectaciones por humedad en la base de las columnas y otros elementos y tomar medidas frente a la exposición a la intemperie del refuerzo de espera de las columnas superiores.
- Finalmente se debe aclarar que no es recomendable bajo ningún punto de vista adelantar la construcción de las cubiertas de los módulos 1 y 3 de la misma forma como está construida la cubierta del módulo central.

#### 4. ANEXOS

## EVALUACION DE LA PATOLOGIA DEL ESTADIO CIRO LOPEZ

GENERALIDADES DE LA ESTRUCTURA	
ITEM	OBSERVACIONES
Nombre	Estadio CIRO LOPEZ
Dirección	Carrera 5A / Calle 25N
Localización	Popayán, Cauca
Propietario	Liga Caucana de Futbol
Tribunas	Oriental-Occidental
Capacidad	5000 espectadores
Tipo de cubierta	En concreto reforzado
Año de construcción	1951 Tribuna oriental. anterior a 1983 tribuna occidental.
Sistema estructural	Pórticos en concreto reforzado

INFLUENCIA DEL MEDIO AMBIENTE	
Humedad relativa	77.75%
Temperatura media	19°C
Presión	600 mmHg
Contacto con agua	Por salpicadura
Frecuencia de exposición	De acuerdo a lluvia

### 1. GENERALIDADES

Este informe corresponde a la evaluación de la patología estructural para el estadio Ciro López de la ciudad de Popayán, en relación al estado de las tribunas existentes.

**Tribuna oriental:** su sistema estructural es de pórticos en concreto reforzado con graderías en el mismo material y cubierta con teja en lámina, presenta dos niveles, en el primer piso se encuentran los camerinos, duchas, zona comercial y bodega y en el segundo piso está la gradería y las cabinas de transmisión.

**Tribuna occidental:** su sistema estructural es de pórticos en concreto reforzado con geometría irregular y gradería en el mismo material. La cubierta es una losa acanalada en concreto reforzado, con soportes adicionales en cable. Esta tribuna

está compuesta por tres módulos separados con juntas de dilatación y solo el módulo central dispone de cubierta.



## 2. ESTADO DE LA EDIFICACION

A través de varias visitas al estadio se realizó una inspección visual detallada del estado actual de las tribunas, para lo cual se realizó un levantamiento de las afectaciones existentes en la estructura en relación a los efectos a los cuales está expuesta, tales como la exposición a la intemperie, humedades, falta de mantenimiento, el paso del tiempo entre otros. La evaluación se realizó con base en los conceptos de sintomatología establecidos que relacionan la calidad y la durabilidad de la estructura y que se definen a continuación:

**Fisura:** Se denomina fisura a la separación incompleta entre dos o más partes con o sin espacio entre ellas. Su identificación se realizó de acuerdo a su localización dirección y aspecto.

**Deterioros:** Se denomina deterioro a cualquier cambio adverso de los mecanismos normales, de las propiedades físicas o químicas o ambas en la superficie o en el interior del elemento generalmente a través de la separación de sus componentes.

**Deflexiones:** Se entiende por deflexión aquella deformación que sufre un elemento por el efecto de las flexiones internas causadas por una determinada carga.

**Humedad:** ya sea por el ambiente, capilaridad o infiltración que perjudique los componentes de la estructura.



**Asentamiento:** es el resultado de la deformación del suelo donde se apoya una cimentación que le transmite cargas determinadas.

**Junta de dilatación:** es un elemento que permite los movimientos relativos entre dos partes de una estructura o entre la estructura y otras con las cuales trabaja.

De acuerdo a estas definiciones se evaluaron ambas tribunas, y se realizó un recuento fotográfico de todo tipo de defectos apreciables en la superficie de los elementos que compone la estructura, que en este caso se trata de pórticos regulares e irregulares geométricamente, además de elementos adicionales como cubiertas, graderías y barandas.

- **Tribuna oriental:**

Esta tribuna presenta una serie de características que permiten observar un sistema estructural no muy bien definido y con rasgos de intervenciones realizadas con el fin de mejorar su estado, además de presentar ausencia de elementos en los pórticos y discontinuidad en algunos de sus miembros. Este sector del estadio tiene 62 años de haber sido construido, con antecedentes de modificaciones en la estructura de la gradería y en base a su variación en las secciones de los elementos puede inferirse la ejecución de un proceso de recalzado en algunas columnas.

A continuación se indican las patologías encontradas en esta tribuna:



**Fig. 1.** Discontinuidad de viga

Se encuentran algunos tramos de vigas discontinuas, en este caso en la parte superior de los camerinos, al lado izquierdo en vista hacia la tribuna occidental

Se observa claramente como hay discontinuidad en la viga de entrepiso, generando irregularidad geométrica del sistema estructural al combinarse con la mampostería a la cual le estaría transmitiendo cargas.

**Recomendación:** Restaurar este elemento de tal forma que permita la correcta conformación del pórtico del cual hace parte y de los pórticos transversales, estableciendo un plan que garantice la estabilidad del tramo de estructura a modificar. Específicamente el proceso ideal sería el de darle continuidad a la viga y anclarla adecuadamente a las columnas existentes previendo los cambios de sección existentes.

Cabe aclarar que pueden insinuarse soluciones que mejorarían aparentemente la calidad de la estructura pero la edad de esta puede restringir o dificultar dichas modificaciones y complicar los procesos de restauración.



**Fig. 2.** Discontinuidad en las columnas

Se observa discontinuidad en las columnas, en la parte central de la tribuna, contiguo a las cabinas de transmisión.

La estructura presenta tres columnas que no nacen desde la cimentación, insinuando fallas en el proceso constructivo o en la planeación de adecuaciones y/o ampliaciones según un proyecto estructural.

**Recomendaciones:** debe realizarse un análisis para determinar el efecto que tienen estos elementos sobre los pórticos inferiores, de tal manera que pueda plantearse una reubicación de las mismas si es necesario.

Este tipo de características hacen parte de las múltiples irregularidades que posee esta tribuna y de la falta de coordinación entre las diferentes intervenciones realizadas.



**Fig. 3.** Deflexión en vigas de cubierta.

Se encuentran deflexiones en algunos elementos, en la fotografía se observa la deformación en la viga del sector central de la tribuna sobre una de las cabinas de transmisión.

La deflexión se presenta aparentemente por exposición permanente a la humedad, además de esfuerzos adicionales a causa del anclaje de los soportes para las cabinas de narración.

Este tipo de deflexión se presenta también en vigas que solo soportan la carga de cubierta lo cual indica deficiencia en el proceso constructivo o exposición prolongada a la humedad y deterioro por el paso del tiempo.

**Recomendaciones:** la rehabilitación de este tipo de vigas puede realizarse, lo que implica un levantamiento de cubierta e instalación de elementos de soporte para las vigas contiguas si se ejecuta sólo en este tramo; de forma alternativa puede realizarse la sustitución de todas las vigas de este eje de forma que se genere un elemento monolítico capaz de resistir las cargas solicitadas.



**Fig. 4-5-6** Fisuras en gradería



Se observan fisuras ubicadas al costado de la gradería en el primer acceso de sur a norte. Estas pueden ser ocasionadas por dilatación del mortero del repello, problemas en la dilatación de la estructura a causa de las vibraciones por cargas dinámicas o simplemente por la edad de la estructura y el intemperismo al cual está sometida.

Se evidencian los múltiples resanes realizados sobre el repello al igual que el repetitivo surgimiento de las fisuras

**Recomendaciones:** si la causa es netamente superficial puede solucionarse con un adecuado resane, es decir, desprendiendo la capa de repello sobre toda la parte afectado, y mediante picado y productos químicos garantizar la adherencia del nuevo mortero.

Si el problema es por la estructura debe analizarse la causa específica del desprendimiento de la gradería y del elemento de soporte



**Fig. 7.** Recalzado en columnas principales.

Por el aumento de la sección de la columna y la posición de la viga se puede deducir que las columnas fueron recalzadas, lo cual pudo haber sido realizado como medida ante una posible falla de las mismas por su mal estado o para compensar el posible aumento en las cargas ya sea por ampliación o modificación.

El recalzado se evidencia sobre todas las columnas principales y en la actualidad tiene una apariencia sana y no presentan rasgos de haber sido resanadas o de presentar deterioro sobre las mismas.

**Recomendaciones:** el recalzado de estos elementos no significa un problema o defecto para la estructura, ya que de alguna manera esta característica actúa de manera positiva, al aumentar su capacidad de carga, sin embargo la cimentación puede no estar diseñada para una carga extra, lo cual sugiere la necesidad de un estudio más profundo.

- **Tribuna occidental**

Esta tribuna consta de tres módulos separados por dilataciones y cada uno de estos están soportados por cinco pórticos de geometría irregular, su construcción no es tan antigua como la otra tribuna y presenta características importantes tales como un encamisado metálico sobre las columnas inclinadas ubicadas en la parte superior del módulo central; las cuales sostienen la cubierta en concreto reforzado de geometría especial tipo ondulada, y un elemento tipo cable que conecta la cubierta y la base de dichas columnas. Superficialmente el estado de esta tribuna es generalmente bueno, refleja un proceso constructivo adecuado. Los dos módulos laterales no están terminados, puesto que les falta el elemento de cubierta, para lo cual se ha dejado el refuerzo de espera en las columnas.

La principal característica desfavorable de esta tribuna es el deterioro del material en las dilataciones y el grado de humedad generado por el ambiente y la infiltración.

Las humedades no sólo inciden en las condiciones de salubridad y confort de los estadios, edificios o cualquiera sea la estructura, sino que pueden llegar a afectar las condiciones de servicio. Por otra parte, el agua interviene en muchos otros procesos patológicos que pueden afectar la durabilidad de los materiales y por extensión de las estructuras y demás elementos constructivos (corrosión, disgregación, pudrición, etc.).

El origen de la humedad para este caso puede atribuirse a la filtración de agua lluvia mediante grietas, juntas, o a la escorrentía superficial, además de posibles humedades de origen freático que pueden estar afectando la cimentación.

En las siguientes fotografías se muestra la afectación por humedad en diferentes elementos:



**Fig. 8.** Humedad en la tribuna occidental módulo 1



**Fig. 9.** Humedad y exposición de acero en tribuna occidental módulo 1.



**Fig. 10.** Humedad en graderías sobre tribuna occidental módulo central  
(Parte superior)

Se presenta discontinuidad en la junta de dilatación donde se observa humedad causada por filtración en la gradería.



**Fig. 11.** Humedad en junta de dilatación tribuna entre módulo 3 y central



Se presenta el mismo inconveniente de humedad en la dilatación, y muestra claramente el mal comportamiento del elastómero.



**Fig. 12.** Humedad en junta de dilatación entre los módulos 1 y central de la tribuna occidental.





**Fig. 13, 14, 15, 16.** Junta de dilatación en cambio de modulo.

Se presenta deterioro en el material utilizado como elastómero en la dilatación dejando una junta abierta por donde filtra agua.



**Fig. 17.** Modulo central de la tribuna occidental.

Este módulo no presenta problemas de humedad y no se denotan dilataciones como se presentó en el anterior, este fue el primero en construirse y es el único cubierto, lo cual lo ha protegido de la exposición continua a la humedad

A continuación podemos observar de forma más detallada el reforzamiento mediante ángulos y platinas realizado al tramo superior de las columnas.



Fig. 18, 19, 20. Anclaje en la cubierta.

En cuanto al anclaje de la cubierta mediante un sistema de cable y tubo (**Ver Fig. 21**), la cual se adoptó inicialmente como una solución provisional; se presentan problemas de punzonamiento sobre el concreto de la losa de cubierta, provocado por la falta de un elemento disipador que le permita distribuir los esfuerzos en una área más amplia.

Mientras no se adopten medidas generales para mejorar el comportamiento de la cubierta, se sugiere realizar mantenimiento y la implementación del disipador requerido, con el fin de que no se afecte el concreto y prevenir el deterioro del sistema cable – tubo.



**Fig. 21.** Sistema cable-tubo



**Fig. 22.** Refuerzo expuesto

Las columnas superiores, correspondientes a los módulos 1 y 3 que no disponen de cubierta presentan acero expuesto a la intemperie (6 barras N° 8), este refuerzo tiene un estado de corrosión avanzado debido a su exposición.

Teniendo en cuenta esto se recomienda la aplicación de un recubrimiento antioxidante que proteja el refuerzo y detenga el deterioro de las mismas.

Otro aspecto importante que se observó, es el buen estado de la cimentación, en la cual no se aprecian asentamientos ni deterioros visibles, lo que indica un buen comportamiento del suelo y del elemento ante la sollicitación de cargas. A continuación se muestra la cimentación del módulo 1, la cual posee condiciones similares al del módulo central, el cual es el más antiguo.



**Fig. 23.** Cimentación de módulo 1

Es preferible realizar mantenimiento preventivo y frecuente de tal forma que se garantice el buen comportamiento de la cimentación ante afectaciones de carácter estructural o por el medio ambiente.

Otro aspecto a resaltar hace referencia la ausencia de algunas vigas longitudinales en los pórticos, es decir, sólo se dispone de pórticos completos en el sentido transversal; esto obedece posiblemente al periodo en el cual fue construida la tribuna, antes de la vigencia del código sismo resistente de 1984, donde era usual el análisis de los pórticos en la dirección principal de las cargas verticales.

### 3. CONCLUSIONES

#### **Tribuna Oriental:**

Aunque pueden realizarse acciones de rehabilitación y/o reforzamiento, estos implicarían procesos complejos para su ejecución, debido a la avanzada edad de esta tribuna y a todas las irregularidades encontradas en su estructura. Por lo cual se propone plantear un diseño para la construcción de una nueva estructura que permita cumplir con los requerimientos que establece la NSR-10.

Mientras no sea posible realizar la construcción de una nueva estructura se propone reforzar los elementos que presentan afectaciones como medida provisional, o limitar el uso de la estructura de acuerdo a su capacidad, la cual es seguramente reducida.

#### **Tribuna occidental:**

El buen estado de esta edificación permite que se ejecuten procesos para resanar las afectaciones más graves, en este caso las causadas por la humedad, la cual es el resultado de la filtración de agua por medio de las juntas de dilatación en donde se ubica el elastómero, que se encuentra en mal estado, por lo que es importante sustituirlo por uno nuevo que garantice durabilidad, cohesión, y un buen acomodo ante el movimiento.

De igual manera debe realizarse la impermeabilización de las columnas en su parte inferior, que está en contacto con la humedad ya sea de forma directa o indirecta; esta protección debe realizarse con productos que garanticen el aislamiento de dichos elementos y así proteger el concreto y el acero de refuerzo presente.

### 4. OTROS ELEMENTOS:

- **Barandas de seguridad:**

En edificaciones donde se presenta aglomeración de público se hace necesario disponer de barandas de seguridad diseñadas de acuerdo a las características estipuladas en la norma. La NSR-10 considera una fuerza horizontal de 2.5 KN/m la cual debe ubicarse en el punto más crítico de este elemento, sin embargo no reglamenta de forma detallada el diseño ni la forma de implementar las mismas.

---

En base a recomendaciones realizadas por parte de entidades que tratan el tema, la fijación de estos elementos debe ejecutarse mediante componentes resistentes y con dimensiones que varían según las características del elemento.

En este caso las barandas existentes no garantizan la seguridad completamente, ya que carecen de los componentes adecuados para un buen comportamiento ante las cargas dinámicas y de impacto que se puedan presentar.

De acuerdo a esto, el diseño de las barandas debe compaginar parámetros de seguridad, resistencia y durabilidad, los cuales pueden generarse con la implementación de elementos que posean protección externa para personas, con materiales resistentes a fuerzas de impacto e intemperismo.

De igual manera, en base al reglamento FIFA de seguridad en los estadios, donde se estipula que lo concerniente a pasillos, escaleras y plataformas deberán estar provistos de barandillas de un metro de altura que impidan las caídas.

El sistema de barandas deberá remplazarse por uno nuevo teniendo en cuenta:

- Las barandas pueden ser de tubo galvanizado o de acero, algunas veces se rellenan con mortero para rigidizar ciertos puntos. Debe tenerse en cuenta que donde hay exposición directa a personas debe existir un material de protección.
- La fijación de las barandas debe diseñarse y ejecutarse con pernos de calibre regulado de acuerdo a la altura de la baranda, o pueden anclarse a elementos de la estructura como losas o vigas.
- La altura del elemento está comprendida entre 1.0 y 1.2 metros, con un tubo a media altura para evitar caídas, si no se dispone de este elemento se puede hacer uso de paneles en vidrio que no superen una longitud de dos metros



DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DEL ESTADIO  
CIRO LÓPEZ DE LA CIUDAD DE POPAYÁN  
ANEXO  
EVALUACION DE LA ESTRUCTURA

---

- Los parales pueden instalarse a 1.0, 1.5 o 2.0 metros dependiendo de la ubicación en la tribuna, haciendo referencia a accesos, parte aladaña a pistas y parte superior.
- Las barandas deben estar dispuestas para resistir cargas constantes y de impacto, por lo que se sugiere la utilización de materiales de alta calidad y resistencia.