

**DETERMINACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL
BLOQUE DE LA BIBLIOTECA “ALBERTO QUIJANO GUERRERO” DE LA
SEDE TOROBAJO DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO**

MAURICIO FIGUEROA CHAVEZ

**UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2013**

**DETERMINACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL
BLOQUE DE LA BIBLIOTECA “ALBERTO QUIJANO GUERRERO” DE LA
SEDE TOROBAJO DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO**

MAURICIO FIGUEROA CHAVEZ

**Proyecto de grado presentado como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil**

**Director:
MICHEL BOLAÑOS GUERRERO I.C. Esp.**

**UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2013**

NOTA DE RESPONSABILIDAD

Las ideas y conclusiones aportadas en el siguiente trabajo son responsabilidad exclusiva del autor.

Artículo 1^o del Acuerdo No. 324 de octubre 11 de 1966 emanado del Honorable Consejo Directivo de la Universidad de Nariño.

Nota de aceptación:

Firma del Presidente de tesis

Firma del jurado

Firma del jurado

San Juan de Pasto, Mayo de 2013

DEDICATORIA

A mi esposa, padres, hermanas y sobrina,
porque los frutos de los esfuerzos son
infinitamente mayores cuando se obtienen
con el apoyo y el cariño de quienes más
queremos.

Ustedes son quienes permiten entregar
este logro a la razón de mis días.
Para ti, José Camilo.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por darme todo lo que necesito en esta vida:

A mi esposa Johanna Elizabeth, por nunca dejar de creer en mis sueños.

A mi hijo José Camilo, la alegría y motivación de mi vida.

A mis padres Álvaro y Patricia, quienes formaron mi vida con su ejemplo y a quienes debo lo que soy ahora.

A mis hermanas Sandra Patricia y Adriana María, por compartir sus enseñanzas y consejos en las buenas y en las malas.

A mis abuelos, tíos, por enseñarme que la familia es familia y está primero que todo.

A la Universidad de Nariño, por acogerme en sus aulas, para formarme como profesional.

A los docentes de Ingeniería Civil, por la experiencia aportada.

A los docentes y estudiantes del Grupo de Investigación GRAMA, por hacerme parte de este grupo de trabajo. A Paola Paredes Ruiz, estudiante de Ingeniería Civil integrante de GRAMA, por su tiempo, su aporte y su interés en aprender de este proyecto.

Y en especial al Ingeniero Michel Bolaños, por compartir su conocimiento y dedicar parte de su tiempo en mi formación profesional y personal.

RESUMEN

Los diseños arquitectónicos y estructurales originales del bloque de la biblioteca “Alberto Quijano Guerrero”, fueron realizados en el año de 1981, bajo el primer Plan de Desarrollo de la Universidad de Nariño; tres años después entró en vigencia el primer reglamento de construcción sismo resistente en Colombia, el Decreto 1400/84, más conocido como Código Colombiano de Construcción Sismo Resistente CCCSR84, por esta razón para el año de 1988, se rediseñan los cálculos originales y en 1989 se inicia su construcción.

Hoy en día en Colombia se han llevado a cabo dos actualizaciones al reglamento de construcciones de 1984, la primera en el año de 1998 y la segunda en 2010, siendo esta última la que se encuentra vigente en la actualidad.

En el desarrollo de esta investigación, se actualizó la información física del bloque, se realizó la modelación estructural de sus condiciones actuales y se analizaron comparativamente los resultados, con los parámetros que establecen las tres normas de construcción. Además, se contempló la alternativa para cambio de uso de la edificación a bloque administrativo, y se evaluaron los resultados con los requisitos del código para el que fue diseñado, el CCCSR84. También se desarrolló la propuesta de reforzamiento estructural, en la cual se contemplan incrementos de sección en los elementos estructurales y reforzamientos con materiales compuestos de fibras sintéticas de carbono CFRP, para la carencia en el acero de refuerzo existente. Por último, se presenta una propuesta de patología estructural, en la cual se destacan aspectos a tener en cuenta, sobre el estado actual de la edificación.

De cada capítulo se detallan y anexan los resultados obtenidos, y se redactan conclusiones y recomendaciones propias acerca del desarrollo de la investigación.

ABSTRACT

The original architectonic and structural designs of the library block "Alberto Quijano Guerrero", were realized in 1981, under the first Development Plan of Universidad de Nariño; Three years after, the first regulations of seismic resistance construction, took effect in Colombia, the Decree 1400/84, called as "Código Colombiano de Construcciones sismo resistentes CCCSR84", for this reason in 1988, University updates the original calculations and its construction started in 1989.

Nowadays in Colombia, two bringing up to date have taken effect to the CCCSR84, the first one in 1998 and the second in 2010, being the NSR10, which meets in use as of the present moment.

In the development of this research, the physical information of the block got up date, the present conditions were modeled and the comparative analysis of the results, with the parameters that the three regulations of the construction establish came true. Besides the alternative of change of use, with lower load to administrative block could be seen, and its results were evaluated with the requirements of the code it was for designed, the CCCSR84. Also, the reinforcement proposal was evaluated; the one in which increments of section in the structural elements and reinforcement with materials of fiber reinforced polymers FRP are contemplated, to supply in the steel of existent reinforcement. Finally a proposal of structural pathology is presented, in the one that the highlight aspects to have in account, on the present condition of the edification in.

The details of every chapter were detailed and incorporated, and the conclusions and recommendations about the development of investigation, were written in this report.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	17
1. ANÁLISIS DE FUNDAMENTOS	25
1.1 ACTUALIZACIÓN DE LA INFORMACIÓN ARQUITECTÓNICA Y ESTRU	25
1.1.1 Obtención de los planos arquitectónicos, estructurales y memorias de diseño originales.	25
1.1.2 Obtención de los planos estructurales e informe del rediseño en 1988 ..	25
1.1.3 Entrevistas con personal relacionado al diseño y construcción del bloque.	25
1.1.4 Levantamiento arquitectónico y estructural del bloque:	26
1.2 EVALUACIÓN DE CARGAS	26
1.2.1 Cercha.	26
1.2.2 Nervios Tipo.	27
1.2.3 Estructura.....	27
1.2.4 Carga muerta:	27
1.2.5 Carga Viva.	30
1.2.6 Análisis de Viento.....	30
1.3 MODELACIÓN ESTRUCTURAL.....	31
1.3.1 Cálculos normas de diseño.	32
1.3.2 Espectros de diseño.	35
1.3.3 Diseño del refuerzo.	37
1.3.4 Materiales.	40
1.3.5 Secciones de elementos estructurales:.....	40
1.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	44
1.4.1 Derivas:	44
1.4.2 Análisis de refuerzos (ver anexo 5.9)	48

1.4.3	Análisis de cimentación.	60
1.5	CONCLUSIONES FASE 1	63
1.5.1	Derivas.....	63
1.5.2	Refuerzos.	64
1.5.3	Cimentación.	66
2.	FASE 2. DISEÑO DE ALTERNATIVAS PARA MEJORAR LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL.....	67
2.1	CAMBIO DE USO	67
2.1.1	Descripción.	67
2.1.2	Evaluación de cargas.	68
2.1.3	Modelación estructural.	68
2.1.4	Análisis de resultados.	69
2.1.5	Demostración de desplazamientos	70
2.1.6	Conclusiones Fase 2 Cambio de Uso:.....	70
2.2	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.....	71
2.2.1	Descripción.	71
2.2.2	Evaluación de cargas:.....	72
2.2.3	Modelación estructural.	73
2.2.4	Análisis de resultados:	75
2.2.5	Conclusiones Fase 2 Reforzamiento estructural:.....	84
2.3	PROPUESTA DE PATOLOGÍA ESTRUCTURAL	84
2.3.1	Generalidades y antecedentes:.....	84
2.3.2	Marco conceptual.	87
2.3.3	Análisis y modelación estructural:	88
2.4	EVALUACIÓN DE RESISTENCIA EN MIRAS AL ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO	94
2.4.1	Análisis de resultados.	95
3.	CONCLUSIONES	97
4.	RECOMENDACIONES	98

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....99
ANEXOS101

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Cálculos código CCCSR84	33
Tabla 2. Cálculos normas NSR98.....	34
Tabla 3. Cálculos reglamento NSR10.....	35
Tabla 4. Parámetros sísmicos de diseño CCCSR84	36
Tabla 5. Parámetros sísmicos de diseño NSR98	36
Tabla 6. Parámetros sísmicos de diseño NSR10	37
Tabla 7. Derivas CCCSR84	44
Tabla 8. Derivas NSR98	45
Tabla 9. Derivas NSR10	46
Tabla 10. Vigas con refuerzo longitudinal insuficiente según CCCSR84.....	49
Tabla 11. Vigas con espaciamiento para refuerzo transversal y sección requerida insuficiente.....	50
Tabla 12. Columnas con refuerzo longitudinal y sección requerida insuficiente .	51
Tabla 13. Columnas con espaciamiento para refuerzo transversal insuficiente .	52
Tabla 14. Vigas con refuerzo longitudinal insuficiente según NSR98.....	53
Tabla 15. Vigas con espaciamiento para refuerzo transversal y sección requerida insuficiente.....	54
Tabla 16. Columnas con refuerzo longitudinal y sección requerida insuficiente .	55
Tabla 17. Columnas con espaciamiento para refuerzo transversal insuficiente .	56
Tabla 18. Vigas con refuerzo longitudinal insuficiente según NSR10.....	57
Tabla 19. Vigas con espaciamiento para refuerzo transversal y sección requerida insuficiente.....	58
Tabla 20. Columnas con refuerzo longitudinal y sección requerida insuficiente .	59
Tabla 21. Columnas con espaciamiento para refuerzo transversal insuficiente .	60
Tabla 22. Esfuerzos máximos en la cimentación según CCCSR84	61
Tabla 23. Esfuerzos máximos en la cimentación según NSR98.....	61

Tabla 24.	Esfuerzos máximos en la cimentación según NSR10.....	62
Tabla 25.	Derivas cambio de uso CCCSR84.....	69
Tabla 26.	Demostración de desplazamientos.....	70
Tabla 27.	Derivas reforzamiento estructural NSR10.....	75
Tabla 28.	Vigas con refuerzo longitudinal insuficiente según NSR10.....	76
Tabla 29.	Vigas con espaciamiento para refuerzo transversal y sección requerida insuficiente.....	77
Tabla 30.	Columnas con refuerzo longitudinal y sección requerida insuficiente .	78
Tabla 31.	Columnas con espaciamiento para refuerzo transversal insuficiente .	79
Tabla 32.	Rigidez estructura original	95
Tabla 33.	Rigidez propuesta de reforzamiento	95
Tabla 34.	Aumento de rigidez	96

LISTA DE GRÁFICOS

	Pág.
Gráfico 1. Valores máximos de derivas	47
Gráfico 2. Diferencia entre valores máximos de derivas	47
Gráfico 3. Valores máximos de esfuerzos en la cimentación en kN/m ²	62

LISTA DE FIGURAS

		Pág.
Figura 1.	Modelo estructural	26
Figura 2.	Modelo arquitectónico.....	26
Figura 3.	Corte transversal y dimensiones nervio tipo	27
Figura 4.	Bloque No. 5 estándar	28
Figura 5.	Pasamanos escaleras.....	29
Figura 6.	Losa tapa aireador eje 2 entre ejes B y C.....	30
Figura 7.	Aferencias cubierta	31
Figura 8.	Vista isométrica canaleta en la cubierta.....	31
Figura 9.	Cercha metálica.....	41
Figura 10.	Ángulos superiores	41
Figura 11.	Ángulos Inferiores.....	41
Figura 12.	Ángulos verticales.....	42
Figura 13.	Fisura viga 410. nivel N+10.95	65
Figura 14.	Fisura viga 407. nivel N+10.95	66
Figura 15.	Modelo arquitectónico – reforzamiento estructural	72
Figura 16.	Modelo estructural – reforzamiento estructural.....	72
Figura 17.	Reforzamiento a cortante de vigas - Puente Cocorná vía Bogotá - Medellín	74
Figura 18.	Incremento sección transversal e incremento de un solo lado de la sección (Detalle reforzamiento tradicional y FRP)	80
Figura 19.	Tejido Sika Wrap	81
Figura 20.	Platina Sika Carbodur	81
Figura 21.	Instalación Sika Carbodur.....	82
Figura 22.	Aplicación tejido Sika Wrap	83
Figura 23.	Anclaje Sika Wrap	83
Figura 24.	Detección de acero de refuerzo.....	89

Figura 25.	Finalización seguimiento.....	91
Figura 26.	Inicio seguimiento fisura	91
Figura 27.	Detalle refuerzo expuesto viga N+10.95.....	91
Figura 28.	Detalles refuerzo expuesto viga N+10.95	92
Figura 29.	Detalles refuerzo expuesto viga N+10.95.....	93
Figura 30.	Humedades muros tercer piso.....	94

INTRODUCCIÓN

La sede Torobajo de la Universidad de Nariño, cuenta en la actualidad con una planta física que en su mayoría tiene fechas de diseño y construcción de las décadas de los 70 y 80. Para esta época la construcción en Colombia no se encontraba reglamentada, esto hizo que las edificaciones de la Universidad presenten una probable vulnerabilidad sísmica que es importante determinar mediante estudios.

El presente informe contiene el desarrollo de la evaluación preliminar de la vulnerabilidad sísmica del bloque de la biblioteca “Alberto Quijano Guerrero”, que buscó determinar el estado estructural actual de la edificación, así como estudiar alternativas encaminadas a la reducción de la vulnerabilidad.

Las memorias y valores fruto de este análisis, al igual que los planos de la edificación y las recomendaciones generadas, se incluyen en este informe, con la esperanza de que sean base del estudio de riesgo sísmico que debe hacerse en las sedes de la Universidad.

DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

La ciudad de San Juan de Pasto es en Colombia una de las poblaciones más activas en términos sismológicos, debido a su ubicación geográfica y las condiciones tectónicas y volcánicas en las que se encuentra.

Existen en la ciudad muchas edificaciones que al igual que el bloque de la biblioteca “Alberto Quijano Guerrero”, fueron diseñadas y construidas muchos años antes de que en Colombia se establecieran y reglamentaran los criterios técnicos para la construcción sismo resistente. Debido a esto los cálculos estructurales se hacían generalmente con parámetros de reglamentaciones extranjeras y el criterio del ingeniero constructor, basado netamente en la experiencia.

El problema radica fundamentalmente en que el diseño y construcción del bloque de la biblioteca “Alberto Quijano Guerrero”, no cuenta con todas las valoraciones de los parámetros de construcción sismo resistente vigentes, por lo cual su comportamiento estructural se espera no sea el más acorde, teniendo en cuenta la importancia de su papel en el desarrollo de las actividades cotidianas de la comunidad de la Universidad y la gran cantidad de personas que la ocupan.

OBJETIVOS

Objetivo general:

- ✓ Contribuir a la gestión del riesgo sísmico en la Universidad de Nariño

Objetivos específicos:

- ✓ Reforzar los conocimientos adquiridos en el área de Estructuras
- ✓ Reforzar los conocimientos en la temática de la gestión integral del riesgo
- ✓ Adquirir experiencia en la modelación estructural de construcciones existentes
- ✓ Conocer el comportamiento estructural del bloque de la biblioteca “Alberto Quijano Guerrero”
- ✓ Brindar a la Universidad de Nariño, alternativas ante el riesgo sísmico presente en el bloque de la biblioteca “Alberto Quijano Guerrero”

JUSTIFICACIÓN

Se consideró necesario llevar a cabo esta investigación, teniendo en cuenta el significativo número de personas que diariamente recibe el bloque de la biblioteca “Alberto Quijano Guerrero”, sumado a la gran cantidad de bienes y documentación que alberga, para determinar el estado estructural actual de dicha edificación y así conocer y garantizar un acorde comportamiento estructural y contribuir a minimizar el impacto que generaría un desastre sísmico en la Universidad.

Es conocido que actualmente a nivel nacional, las universidades públicas no cuentan con suficiente presupuesto, para atender emergencias de gran magnitud, es por esto que conviene mucho más, proyectar la inversión de recursos en la prevención y la gestión de riesgo.

Desde el aspecto académico se debe recordar que en la Universidad y especialmente en la Facultad de Ingeniería existe la suficiente capacidad técnica para estudiar y solucionar un problema como este.

Por último, es importante que los conocimientos no queden definidos únicamente en términos teóricos, sino que puedan ser aplicados de forma práctica, en la reducción de la vulnerabilidad del riesgo que se pueda presentar en el entorno.

MARCO DE REFERENCIA

Antecedentes:

En Colombia existe registro histórico de la actividad sísmica desde el año de 1566, con el sismo que ocurrió en la ciudad de Popayán, que afectó a gran parte del sur

occidente colombiano, pero solo es a partir de 1922, fecha en que se puso en funcionamiento el primer sismógrafo en el territorio colombiano, que se inició el registro instrumental sísmico. “Estos datos han sido estudiados y compilados en catálogos a través de la historia y son tenidos en cuenta para los estudios de amenaza sísmica realizados por Ingeominas y que han sido la base para la formulación y actualización de las normas de construcción sismo resistente. El catálogo para la realización del Estudio General de Amenaza Sísmica de 1996, que fue la base para las normas de construcción sismo resistente NSR98, contiene 5557 eventos sísmicos hasta diciembre de 1987; el Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia 2009, documento base para la actualización del reglamento de construcciones sismo resistentes NSR10, se basa en 12694 eventos sísmicos hasta diciembre de 2008, los cuales componen el catálogo realizado por Ingeominas en 2009”¹.

A consecuencia de la destrucción ocasionada por el terremoto de Popayán en 1983, el Gobierno Nacional decidió reglamentar la construcción y diseño de las estructuras en todo el territorio colombiano mediante el Decreto Ley 1400/84, más conocido como Código Colombiano de Construcciones sismo resistentes CCCSR84. Posteriormente de acuerdo al importante número de registros sísmicos y a los avances científicos desarrollados en esta área en las últimas décadas, se decidió hacer una nueva versión de las normas sismo resistentes, que se denominó NSR98 y se expidió por el Decreto 33 del 9 de Enero de 1998, la cual a su vez se actualizó con el Decreto 926 del 19 de Marzo de 2010, estas normas se conocen como Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 y están vigentes desde el 15 de Diciembre de 2010.

MARCO TEÓRICO

En Colombia, debido a la magnitud de los desastres ocasionados por eventos sísmicos como el de Popayán en 1983, se hizo imperante la necesidad de establecer parámetros para el control del diseño y construcción de todo tipo de edificaciones. Dicho control se lleva a cabo a través de las normas sismo resistentes, que contienen los lineamientos y requisitos de diseño de todas las edificaciones que se construyan en Colombia.

En zonas de actividad sísmica alta, como es el caso de San Juan de Pasto, este control es mucho más riguroso. Actualmente, existen muchas edificaciones que no cumplen con los parámetros mínimos establecidos por las normas, ya que estos edificios fueron construidos antes de la publicación o actualización de los códigos. Tal es el caso de algunas de las edificaciones de la Universidad de Nariño.

¹ Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia 2009. *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica*. Pág. 25.

El bloque de la biblioteca "Alberto Quijano Guerrero" de la Universidad de Nariño no cumple con muchos parámetros de diseño sísmico actual, lo cual es crítico tratándose de un edificio en el cual puede encontrarse un gran número de personas en el momento de un sismo. Teniendo en cuenta lo anterior, se consideró imperante la necesidad de determinar el grado de vulnerabilidad de dicho bloque bajo sus condiciones actuales y, a partir de esto, plantear alternativas para mejorar su calidad estructural y seguridad teniendo en cuenta otras variables sobre prevención de catástrofes en el futuro.

En la actualidad, la Universidad de Nariño, sede Torobajo, cuenta con una infraestructura que data de la década de los años 70, época en que no se contaba con normas sismo resistentes. Lo cual hace que se desconozca si dicha construcción cumple con una norma que permita identificar de manera clara su vulnerabilidad sísmica. Por lo anterior, es necesario adelantar esta y otras investigaciones que conlleven a conocer el riesgo sísmico del bloque de la biblioteca "Alberto Quijano Guerrero" y la funcionalidad que este posee dentro de la Universidad de Nariño. De este modo, se podrá establecer la dimensión del problema en caso de presentarse un evento sísmico que afecte estructuralmente el bloque e influya en las funciones educativas cotidianas que estudiantes y empleados desarrollan a diario.

Para facilitar el correcto estudio y presentación del análisis de vulnerabilidad es necesario definir algunos conceptos claves.

AMENAZA NATURAL: Peligro latente asociado a un fenómeno de origen natural que puede manifestarse en un sitio específico y durante un periodo de tiempo determinado, produciendo efectos adversos sobre las personas, sus bienes y el medio ambiente. En términos matemáticos la amenaza está expresada como la probabilidad de ocurrencia de un evento de ciertas características en un sitio determinado y durante un tiempo específico de exposición.

AMENAZA SÍSMICA: Se entiende como la probabilidad de que un parámetro como la aceleración, la velocidad o el desplazamiento del medio transmisor supere un nivel de referencia, dentro de un periodo de retorno.

CARGAS: Fuerzas u otras sollicitaciones que actúan sobre el sistema estructural y provienen del peso de todos los elementos permanentes en la construcción, los ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales, asentamientos diferenciales y restricción de cambios dimensionales. Las cargas permanentes son cargas que varían muy poco en el tiempo y cuyas variaciones son pequeñas en magnitud. Todas las otras cargas son cargas variables.

CARGA MUERTA: Son las cargas de elementos permanentes de construcción incluyendo su estructura, acabados y todas aquellas cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación.

CARGA VIVA: Son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluirse cargas ambientales tales como viento y sismo.

DERIVA: Es la diferencia entre los desplazamientos horizontales de los niveles entre los cuales está comprendido el piso.

DESASTRE: De acuerdo con el Sistema Nacional para la Prevención y Atención de Desastres (DNPA) se define como daño grave o la alteración a las condiciones normales de la vida en un área geográfica determinada causada por los fenómenos naturales y por efectos catastróficos de la acción del hombre en una forma accidental que requiere por ello de la atención de los organismos del estado y de otras entidades de carácter humanitario o de servicio social (Decreto 919/1 marzo de 1989).

El desastre se desencadena por factores de orden político, social, económico y ambiental que se combina y destruye la capacidad que tiene una sociedad y sus ecosistemas. No todo acontecimiento físico crítico se convierte en desastre, sino cuando el evento supera la capacidad para hacerle frente.

ESPECTRO DE DISEÑO: Conjunto de curvas utilizadas en el diseño de obras de ingeniería que relacionan la aceleración, la velocidad y el desplazamiento de la masa en vibración, con el periodo de vibración y el amortiguamiento del sistema compuesto por la masa, el vibrador y el amortiguador. En general relaciona la aceleración absoluta, la velocidad relativa y el desplazamiento relativo con el período.

EVENTO SÍSMICO: Liberación repentina de energía acumulada en la litósfera de la tierra que trae como consecuencia un sismo.

FENÓMENO NATURAL: Se refiere a todos los fenómenos atmosféricos, hidrológicos y geológicos que por su ubicación, severidad y frecuencia pueden afectar al ser humano, a sus estructuras y a sus actividades.

MAPA DE AMENAZA SÍSMICA: Mapa que muestra contornos de un parámetro específico de movimiento del terreno para una amenaza sísmica probabilística o un periodo de retorno.

MATERIALES COMPUESTOS FRP (Fiber Reinforced Polymer): Sistema de fibras sintéticas embebidas en una matriz polimérica, registran propiedades físico – mecánicas, que las hacen deseables para ser usadas como reforzamiento estructural del concreto. Los compuestos FRP son anisotrópicos y se caracterizan por una alta resistencia a la tensión en la dirección de las fibras. Dentro de los compuestos FRP se distinguen varios tipos, dependiendo del material que están compuestas las fibras, vidrio (GFRP), aramida (AFRP) y carbono (CFRP).

PERCEPCIÓN DEL RIESGO: Es entendido como la forma en que un individuo interpreta y valora los posibles efectos y peligros de un riesgo.

RIESGO: Probabilidad de que frente a la ocurrencia de un fenómeno peligroso se afecten vidas o personas en un sitio particular y durante un período de tiempo definido.

RIESGO SÍSMICO: Se llama riesgo sísmico de una zona a la probabilidad de que se produzcan en ella daños por movimientos sísmicos en un plazo determinado; no debe confundirse este concepto con el de peligro sísmico. En el riesgo sísmico influyen la probabilidad de que se produzca un evento sísmico o terremoto, los posibles efectos locales de amplificación de las ondas sísmicas, directividad, etc., la vulnerabilidad de las construcciones e instituciones y la existencia de habitantes y bienes que puedan ser perjudicados; el riesgo sísmico depende fuertemente de la cantidad y tipo de asentamientos humanos del lugar. Por ejemplo, aunque el peligro potencial sísmico es muy alto en Yakutat (Alaska), el riesgo sísmico es pequeño porque es una región muy deshabitada; en cambio, el peligro sísmico no es tan grande en Managua (porque allí los sismos no son tan grandes) pero la cantidad de personas que viven allí, la cercanía a las fallas y el tipo de construcción, hacen que el riesgo sísmico sea muy grande; esto es claro al comparar el número de víctimas, para uno y otro lugar.

SISMO: Serie de movimientos transitorios y repentinos del terreno, originados en una región limitada a consecuencia de una liberación repentina de energía, que se propaga desde el origen a diferentes direcciones conforme a un patrón de radiación. Existen dos tipos de sismos que son:

SISMO TECTÓNICO: Son movimientos causados por procesos tectónicos (plegamientos, callamientos, movimientos de placas tectónicas) que inducen la ruptura de la roca en segmentos de falla o en zonas de inestabilidad tectónica; estos son el resultado de un proceso gradual de deformación elástica y acumulación de esfuerzos hasta superar la resistencia del material, instante en que se inicia la relajación súbita de los esfuerzos en una extensa zona de ruptura de la roca.

SISMO VOLCÁNICO: Son movimientos relacionados con una fuente de onda sísmica asociada regionalmente con zonas volcánicas activas. En ocasiones es difícil establecer criterios que permitan distinguir el origen de algunos sismos como volcánicos o puramente tectónicos, aunque los sismos generados por grandes movimientos en masa o por esfuerzos tectónicos son típicamente más fuertes.

SISMO DE DISEÑO: Valor especificado para el movimiento del terreno durante un sismo en un lugar específico. Se utiliza en el diseño sismo resistente de obras de ingeniería.

VULNERABILIDAD: Factor de riesgo interno de un sujeto o sistema expuesto a una amenaza, correspondiente a su predisposición intrínseca a ser afectada o ser susceptible a sufrir pérdida. “Es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo resultado de la probable ocurrencia de un seceso desastroso, expresada desde 0 o sin daño a 1 o pérdida total”.²

El marco conceptual de la vulnerabilidad surgió de la experiencia humana en situaciones en que la propia vida diaria era difícil de distinguir de un desastre. La gran mayoría de las veces existían condiciones extremas que hacían realmente frágil el desempeño de ciertos grupos sociales, las cuales dependían del nivel de desarrollo alcanzado, así como también de la planificación de dicho desarrollo. Se empezó a identificar entonces en los grupos sociales la vulnerabilidad, entendida como la reducción de la capacidad a “acomodarse” a determinadas circunstancias. La United Nations Disaster Relief Organization (UNDRO) y la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO³) promovieron una definición que se sintetiza a continuación a partir de los siguientes conceptos (Sandi 1983): el concepto de vulnerabilidad global (Wilches-Chaux 1989) caracteriza la vulnerabilidad y el riesgo no sólo desde una perspectiva física, sino que también integra otras dimensiones que caracterizan el contexto del problema teniendo en cuenta varias perspectivas tales como la económica, social, educativa, política, institucional, ambiental, cultural e ideológica.

Un análisis de vulnerabilidad es un estudio de la capacidad de un sistema de resistir o absorber el impacto de un suceso que caracteriza una amenaza y, por lo tanto, se diferencia del análisis de riesgo, que es la estimación de pérdidas de acuerdo con el grado de amenaza considerado y con el nivel de vulnerabilidad existente en el sistema expuesto.

VULNERABILIDAD ECONÓMICA: Se refiere a la incapacidad de las comunidades a reponerse a un fenómeno, ya sea por las bajas condiciones de renta o ingresos por capital, por el limitado acceso a recursos y servicios necesarios para suplir las necesidades de vida; también se relaciona con la densidad de población, tenencia de la tierra y actividades laborales.

VULNERABILIDAD TÉCNICA: Referida a las técnicas inadecuadas de construcción de edificios e infraestructura básica utilizadas en zonas de riesgo.

VULNERABILIDAD EDUCATIVA: Se refiere a la ausencia en los programas de educación, de elementos que instruyan adecuadamente sobre el medio ambiente

² Cardona, Omar Darío. 2001. *Estimación holística del riesgo sísmico utilizando sistemas dinámicos complejos*. Tesis doctoral. Barcelona, España.

³ Por sus siglas en inglés: United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization.

o el entorno que habitan los pobladores, su equilibrio o desequilibrio, etc. Se trata, además, del grado de preparación que recibe la población sobre formas de un comportamiento adecuado a nivel individual, familiar y comunitario en caso de amenaza u ocurrencia de situaciones de desastre.

ZONA DE AMENAZA SÍSMICA: Dentro del contexto colombiano y para efectos de las Normas Colombianas Sismo Resistentes, se adoptó esta designación agregándole el calificativo de Alta, Intermedia o Baja.

1. ANÁLISIS DE FUNDAMENTOS

Fase 1. Análisis: En esta fase se actualizó la información estructural y arquitectónica del bloque y se conoció su comportamiento estructural acorde a las normas de diseño.

1.1 ACTUALIZACIÓN DE LA INFORMACIÓN ARQUITECTÓNICA Y ESTRUCTURAL ACTUAL

1.1.1 Obtención de los planos arquitectónicos, estructurales y memorias de diseño originales. En el Fondo de Construcciones de la oficina de Planeación de la Universidad de Nariño, se encuentran los planos de los diseños originales del bloque de la Biblioteca General (ver anexo 2.1), contemplados dentro del primer plan de desarrollo que tuvo la Universidad en el año de 1981 (ver anexo 1.1 - Plano general Plan de Desarrollo Universidad de Nariño).

1.1.2 Obtención de los planos estructurales e informe del rediseño en 1988. En los archivos de la Biblioteca “*Alberto Quijano Guerrero*”, y el Fondo de Construcciones de la Universidad de Nariño, se encuentran el informe y los planos estructurales del rediseño del bloque de la Biblioteca General, como parte del trabajo de grado de los estudiantes de Ingeniería Civil, Efrén Buenaventura Bastidas y Jorge Luis Cabrera Guerrero, bajo la dirección del Ingeniero Manuel Contreras⁴ en el año de 1988 (ver anexo 2.2).

1.1.3 Entrevistas con personal relacionado al diseño y construcción del bloque. Durante el desarrollo de la investigación se realizaron entrevistas con personas cercanas al proyecto de construcción del bloque, entre ellas:

Guillermo Uscategui: Ex trabajador de la Universidad de Nariño. Como maestro de obra participó en la construcción inicial del bloque. Proporcionó a este proyecto información valiosa, como la ubicación de las memorias y los planos además de detalles constructivos, características de los materiales usados y un sin número de experiencias suyas que ayudaron a formar la idea de la ejecución de la obra.

⁴ Bastidas Unigarro, Efrén Buenaventura y Cabrera Guerrero, Jorge Luis. 1988. *Diseño Estructural Biblioteca Universidad de Nariño*. Tesis de grado.

Guillermo Rondón: Ingeniero Civil. Encargado de iniciar la construcción del bloque en el año de 1989, sus experiencias y criterio brindaron datos de suma importancia, tales como, detalles de los empalmes soldados del refuerzo longitudinal, sistema constructivo poco usado en esa época y que requiere de especificaciones técnicas y procedimientos precisos para su correcta realización. (ver figuras 1-2)

1.1.4 Levantamiento arquitectónico y estructural del bloque:

(Ver modelos 3D arquitectónico y estructural – anexo 1.2 y 1.3)

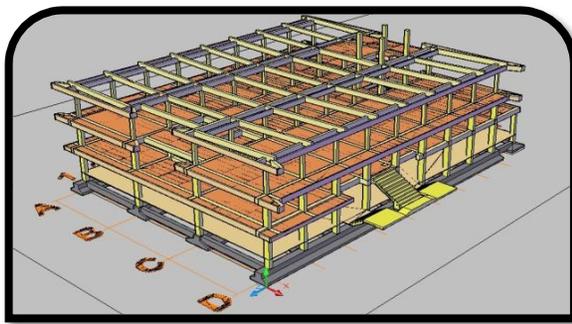


Figura 1 - Modelo estructural

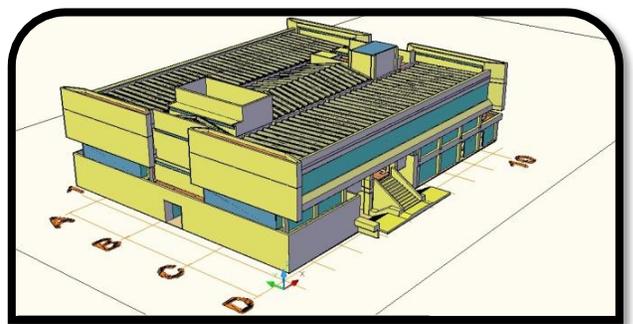


Figura 2 - Modelo arquitectónico

Basados en la información existente y en visitas a la planta física, se realizaron los planos arquitectónicos (ver anexo 2.3) y los planos estructurales (ver anexo 2.4), los cuales fueron la base para el análisis de cargas de la modelación estructural.

1.2 EVALUACIÓN DE CARGAS

El análisis de cargas se realizó de manera independiente en tres etapas: cercha, nervios tipo y estructura. Los cálculos y el resumen de esta evaluación se encuentran en el anexo 4.1.

1.2.1 Cercha. La cubierta consta de Canaleta 90 marca Eternit, la cual se apoya en dos puntos:

- ✓ Una cercha metálica soldada, a partir de ángulos de acero en “L”, que se encuentra amarrada a muros apoyados sobre las vigas del nivel N+10.95.
- ✓ Directamente en las vigas cargueras A, B, C y D del nivel N+ 10.95.

1.2.2 Nervios Tipo. De acuerdo a su longitud y distribución de sus apoyos, se tipificaron los nervios de la losa, así:

- ✓ Nivel N+4.65: 19 tipos. (Ver anexo 4.2)
- ✓ Nivel N+7.65: 18 tipos. (Ver anexo 4.3)
- ✓ Nivel N+10.95: 8 tipos. (Ver anexo 4.4)

Los nervios de la losa aligerada y sus dimensiones se indican en la Figura 3.

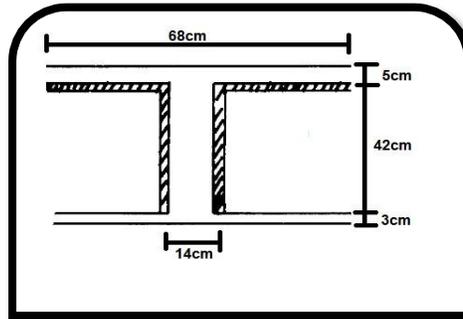


Figura 3 - Corte transversal y dimensiones nervio tipo

1.2.3 Estructura. El análisis de cargas del bloque se realizó con las reacciones obtenidas del análisis de cargas de la cercha de la cubierta y los nervios de la losa, adicionalmente con las cargas de los elementos que se apoyan directamente sobre las vigas de la edificación.

A continuación, se describen las cargas y sus valores usados.

1.2.4 Carga muerta:

Peso propio canaleta: El valor del peso de la Canaleta 90, según ficha técnica de Eternit (ver anexo 3.1), es de 0.174 kN/m^2 .

Peso propio cercha metálica: Construida con ángulos en “L” de acero A-36 (ver anexo 3.3 – Ángulos acero A-36), cuyo peso por unidad de volumen es de 77 kN/m^3 y su esfuerzo de fluencia f_y es de 259 Mpa .

Peso propio nervios, vigas y columnas: Son elementos construidos en concreto reforzado con una resistencia a la compresión f'_c de 3000 psi y una densidad de 24 kN/m^3 , de acuerdo al Título B de la NSR10⁵.

⁵ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Tabla B.3.2-1 Masa de los materiales. Pág. B-9

Muros: El tipo de ladrillo usado es el Bloque No. 5 estándar y su peso unitario es de 13.0kN/m^3 , según el Título B de la NSR98⁶, para mampostería de ladrillo hueco. (Ver figura 4)



Figura 4 - Bloque No. 5 estándar

Acabados:

- ✓ Fachada. El material usado para la fachada es piedra bogotana tipo muñeca y su peso es de 1.05kN/m^2 , (incluye mortero de pega). Ver anexo 3.2 – Catálogo Alfa - Piedra muñeca.
- ✓ Aligeramiento losa. Se utilizaron casetones de guadua, que tienen un peso de 0.15kN/m^2 .
- ✓ Acabado de piso. Se usó baldosa, cuyo peso es de 1.1kN/m^2 (incluye 25mm de mortero), según el Título B de la NSR10⁷.
- ✓ Acabado de cielo raso. El material usado para el cielo raso fue perlita y la carga por cada milímetro (mm) de espesor es 0.0015kN/m^2 .

Puertas y ventanas: Se utilizó el valor de 0.45kN/m^2 , de acuerdo al Título B de la NSR10⁸.

⁶ Normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente NSR98 – Tabla B.3.2 Masa de los materiales. Pág. B-9

⁷ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Tabla B.3.4.1-3 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – pisos. Pág. B-11

⁸ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Tabla B.3.4.2-5 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – ventanas. Pág. B-13

Divisiones livianas: El peso de estas particiones se define en 0.5kN/m^2 , de acuerdo al Título B de la NSR10⁹.

Escaleras: Estas son modeladas como una losa, apoyada en la estructura por medio de vigas y de muros (ver anexo 6.1 – Planos e isometrías escaleras).

- ✓ Peso propio Escaleras. Tanto la losa, como los peldaños son construidos en concreto reforzado con una resistencia a la compresión f'_c de 3000psi y una densidad de 24kN/m^3 , según el Título B de la NSR10¹⁰.
- ✓ Acabado de piso. Para el acabado de los peldaños y descansos se usó piedra granito, cuya densidad es de acuerdo al Título B de la NSR10¹¹, de 28.5kN/m^3 .
- ✓ Pasamanos. La carga por metro lineal de pasamanos se calculó de la siguiente manera:

Densidad madera seca¹² : 7.5kN/m^3 .

Ancho: 0.04m - Alto: 0.20m - # tablas: 2 - # secciones: 2

Carga tubos de soporte, clavos, tornillos: 0.06kN/m

Carga pasamanos = $(7.5 * 0.04 * 0.20 * 2 * 2) + 0.06$

Carga pasamanos = 0.30 kN/m

La configuración de los pasamanos, se detalla en la Figura 5.

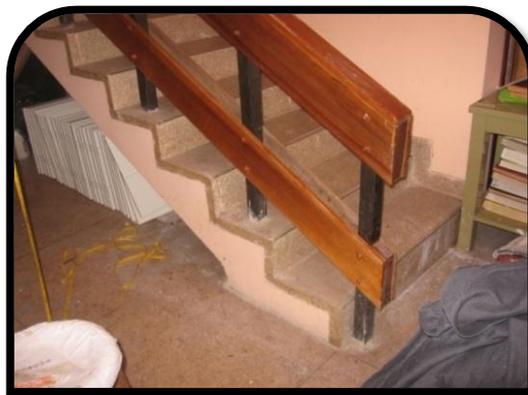


Figura 5 - Pasamanos escaleras

⁹ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Tabla B.3.4.2-2 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – particiones livianas. Pág. B-12

¹⁰ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Tabla B.3.2-1 Masa de los materiales. Pág. B-9

¹¹ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Tabla B.3.2-1 Masa de los materiales. Pág. B-9

¹² Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Tabla B.3.2-1 Masa de los materiales. Pág. B-9

Losa cubierta: Las tapas de los aireadores que se encuentran en la cubierta, son losas de 0.12m de espesor, de concreto reforzado con una resistencia a la compresión $f'c$ de 3000psi y una densidad de 24kN/m^3 , según el Título B de la NSR10¹³. La losa ubicada en el eje 2 entre los ejes B y C, por sus condiciones de apoyo, se modeló de manera separada y sus reacciones se cargaron a las vigas de la estructura (ver anexo 4.5 – Losa Cubierta. Archivo SAP 2000).

En la Figura 6, se detalla la losa mencionada.

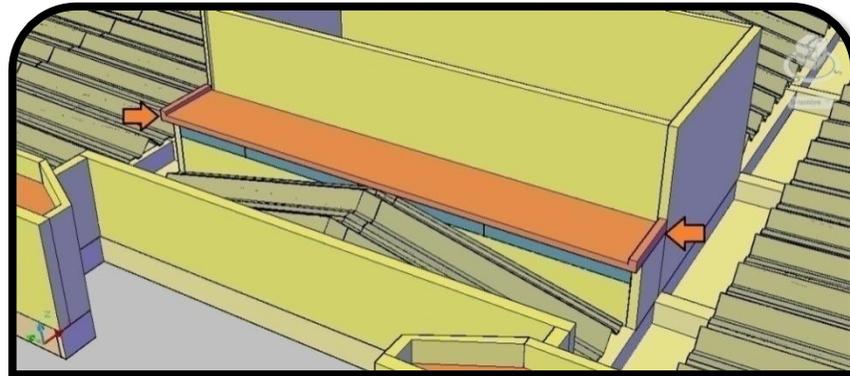


Figura 6 - Losa tapa aireador eje 2 entre ejes B y C

1.2.5 Carga viva. El valor usado para el nivel de cubierta es de 0.5kN/m^2 , según lo establecido en el Título B de la NSR10¹⁴, para pendiente de 15° o menos. Para los niveles N+4.65 y N+7.65, el valor utilizado es de 7.0kN/m^2 , según lo establecido en el Título B de la NSR10¹⁵, para estanterías de bibliotecas.

1.2.6 Análisis de viento. Se realizó de acuerdo al procedimiento simplificado del Título B de la NSR10¹⁶. Cabe señalar que el análisis de carga de viento en sentido X no se realiza debido a que los componentes de la fuerza siguen siendo y y z, igual que el análisis en sentido Y.

Las dimensiones de la canaleta, sus longitudes de aferencia de carga, así como una vista isométrica, se detallan en las Figuras 7 y 8.

¹³ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Tabla B.3.2-1 Masa de los materiales. Pág. B-9

¹⁴ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Tabla B.4.2.1-2 Carga Viva. Pág. B-16

¹⁵ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Tabla B.4.2.1-1 Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas. Pág. B-15

¹⁶ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – B.6.4 – Procedimiento simplificado. Pág. B-25

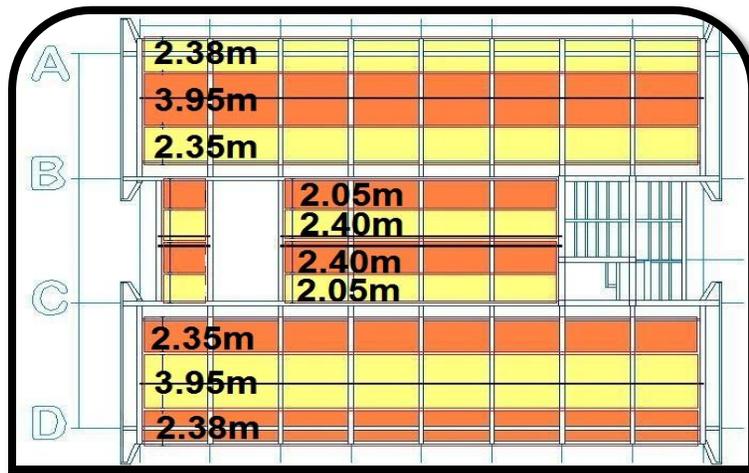


Figura 7 - Aferencias cubierta

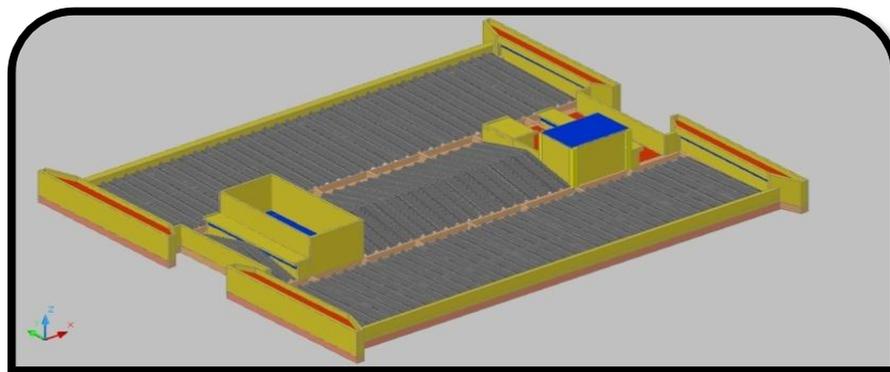


Figura 8 - Vista isométrica canaleta en la cubierta

1.3 MODELACIÓN ESTRUCTURAL

Mediante el uso del programa *SAP 2000*¹⁷, (ver anexo 3.4), de propiedad de la Universidad de Nariño, se confecciona y analiza la estructura tridimensionalmente. La nomenclatura de los elementos estructurales, se encuentra relacionada en el anexo 6.2. Las fuerzas sísmicas se calcularon mediante el método de análisis dinámico espectral, como se establece en el Capítulo A.5¹⁸ de la NSR10, el modelo matemático usado fue el modelo tridimensional con diafragma rígido (Este se considera en el SAP, mediante el uso de un diafragma en las losas). Las

¹⁷ SAP 2000. Computers and Structures, Inc.

¹⁸ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Pág. A-67

fuerzas horizontales calculadas de esta forma se distribuyeron en proporción a la rigidez de los elementos estructurales, de manera automática.

El programa calcula inicialmente la matriz de rigidez, considerando deformaciones axiales y de corte, y a partir de ella, obtiene las deformaciones y reacciones para el correspondiente diseño.

El primer resultado del análisis estructural permitió evaluar la magnitud de los desplazamientos y a partir de ellos, las derivas correspondientes al estado actual de la edificación. Este análisis se realizó con los 3 códigos que ha tenido nuestro país, CCCSR84¹⁹, NSR98²⁰ y NSR10²¹, identificando así diferencias entre sus requisitos y resultados; además se debe tener en cuenta de acuerdo a la normatividad vigente que una edificación se puede actualizar al reglamento si cumple con los límites para derivas establecidos, únicamente si se realizan reparaciones y cambios menores que no afecten el sistema de resistencia sísmica o se evalúa el cambio de uso, que implique una disminución en los valores de carga.

Para la segunda fase, una vez controlados los requisitos de deriva que se exponen más adelante, se procede al diseño de los elementos estructurales, usando el Método de la Resistencia Última, de conformidad con lo establecido en los códigos tenidos en cuenta para esta evaluación. Para ello se consideraron los efectos causados por el sismo de diseño mediante la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, mediante la reducción de las fuerzas al dividir las por el coeficiente de reducción de capacidad de disipación de energía R. El diseño se realizó de acuerdo con los requisitos propios del sistema estructural de resistencia sísmica y del material estructural utilizado.

Alternación de cargas. La carga viva aplicada se dividió en tres (3), para su modelación en etapas simultáneas; carga viva1 (L1), carga viva2 (L2) y carga viva (L = L1 + L2). La aplicación de estas se llevó a cabo de forma alternada en los nervios, entre los cuadrantes de los ejes. (Ver anexo 5.1 – Alternación de carga viva).

1.3.1 Cálculos normas de diseño. Los requisitos generales para el diseño sismo resistente exigidos por cada norma, se resumen en las Tablas 1, 2 y 3: (ver anexo 1.4 – Cálculos normas)

¹⁹ Decreto 1400 de 1984. Código colombiano de construcciones sismo resistentes CCCSR84.

²⁰ Ley 400 de 1997. Normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente NSR98.

²¹ Decreto 926 de 2010. Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10.

Cálculos CCCSR 84

B.2.4 – Combinaciones de Carga – Estado Límite de Resistencia LRFD		
B.2.4-1	1.6D	Aquí: L: L1, L2, L1+L2 E: Ex, Ey, Sx, Sy Sx = 1.0Sx + 0.3Sy Sy = 1.0Sy + 0.3Sx E = S/R
B.2.4-2	1.4D+1.7L = Cu	
B.2.4-3	1.05D+1.28L+1.28W	
B.2.4-4	0.9D+1.3W	
B.2.4-5	1.05D+1.28L+1.0E	
B.2.4-6	0.9D+1.0E	
	(Sx/R)*Cd = SxCd	
	(Sy/R)*Cd = SyCd	

Irregularidades

A.3.3 – Configuración del Edificio

Configuración en Planta

Comentarios al CCCSR84, Figura A.3-1, página A-65

IRREGULARIDADES EN PLANTA	
Existe irregularidad geométrica en planta	

Configuración Vertical

Existe irregularidad geométrica en vertical	
---	--

CAPÍTULO A.9 – Requisitos para Zonas de Riesgo Sísmico Alto

Tabla A.9-1 – Sistemas Estructurales permitidos en Zona de Riesgo Sísmico Alto

R = 6.0

CAPÍTULO A.6 – Límites de la deriva

A.6.2 – Cálculo del Desplazamiento Horizontal

$\delta_x = C_d * \delta_{xe}$	(A.6.1)
--------------------------------	---------

δ_x : Desplazamiento horizontal real de la estructura, tomando en cuenta los efectos inelásticos, en metros.

δ_{xe} : Desplazamiento horizontal elástico, en metros.

C_d : Coeficiente de amplificación de desplazamiento, dado en la Sección A.6.3

A.6.3 – Coeficiente de Amplificación de Desplazamiento

Tabla A.9-1 – Sistemas Estructurales permitidos en Zona de Riesgo Sísmico Alto

Cd = 5.0

Sección A.6.4 – Cálculo y límites de la deriva

Deriva máxima	1.5% ($\Delta_i \text{ max} \leq 0.015h_{pi}$)
---------------	--

Tabla 1. Cálculos código CCCSR84

Cálculos NSR 98

B.2.4 – Combinaciones de carga, usando el método del estado límite de resistencia LRFD

B.2.4-1	1.4D+1.7L = Cu	Aquí: L: L1, L2, L1+L2 E: Ex, Ey, Sx, Sy Sx = 1.0Sx + 0.3Sy Sy = 1.0Sy + 0.3Sx E = S/R
B.2.4-2	1.05D+1.28L+1.28W	
B.2.4-3	0.9D+1.3W	
B.2.4-4	1.05D+1.28L+1.0E	
B.2.4-5	0.9D+1.0E	

Irregularidades

A.3.3 – Configuración Estructural de la Edificación

A.3.3.3 – Reducción del Valor de R para estructuras irregulares

	$R = \theta_a * \theta_p *$	(A.3-1)
	R_o	

A.3.3.4 - Configuración en Planta

Tabla A.3-6 – Irregularidades en Planta

$\theta_p = 0.9$	
------------------	--

A.3.3.5 – Configuración en la Altura

Tabla A.3-7 – Irregularidades en la altura

$\theta_a = 0.9$	
------------------	--

A.3.7 – Fuerzas Sísmicas de Diseño de los Elementos Estructurales

A.3.7.1 – Sistema de Resistencia Sísmica

Tabla A.3-3 – Sistema Estructural de Pórtico

$R_o = 7.0$	
$R = 5.67$	

A.6.4 – Límites de la deriva

Deriva máxima	1.0% ($\Delta i \text{ max} \leq 0.010h_{pi}$)
---------------	--

Tabla 2. Cálculos normas NSR98

Cálculos NSR 10

B.2.4 – Combinaciones de cargas mayoradas usando el método de resistencia LRFD		
B.2.4-1	1.4D	Aquí: L: L1, L2, L1+L2 E: Ex, Ey, Sx, Sy Sx = 1.0Sx + 0.3Sy Sy = 1.0Sy + 0.3Sx E = S/R
B.2.4-2	1.2D+1.6L = Cu	
B.2.4-3	1.2D+0.8W	
B.2.4-4	1.2D+1.6W+1.0L	
B.2.4-5	1.2D+1.0E+1.0L	
B.2.4-6	0.9D+1.6W	
B.2.4-7	0.9D+1.0E	

Irregularidades

A.3.3 – Configuración Estructural de la Edificación

A.3.3.3 – Reducción del Valor de R para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia

	$R = \theta_a * \theta_p * \theta_r *$	(A.3-1)
	R_o	

A.3.3.4 - Configuración en Planta

Tabla A.3-6 – Irregularidades en Planta

$\theta_p = 0.9$	
------------------	--

A.3.3.5 – Configuración en la Altura

Tabla A.3-7 – Irregularidades en la altura

$\theta_a = 0.9$	
------------------	--

A.3.3.8 – Ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica

$\theta_r = 1.0$	
------------------	--

A.3.7 – Fuerzas Sísmicas de Diseño de los Elementos Estructurales

A.3.7.1 – Sistema de Resistencia Sísmica

Tabla A.3-3 – Sistema Estructural de Pórtico

	$R_o = 7.0$	
	$R = 5.67$	

A.6.4 – Límites de la deriva

Deriva máxima	1.0% ($\Delta i \text{ max } \leq 0.010h_{pi}$)
---------------	---

Tabla 3. Cálculos reglamento NSR10

1.3.2 Espectros de diseño. Los valores para la aceleración de diseño exigidos por cada norma, se obtienen de su respectivo espectro de diseño (ver anexo 1.5 – Espectros de diseño), gracias a las características propias del lugar de construcción y de la edificación en sí. Los parámetros sísmicos para los espectros de diseño, se resumen en las Tablas 4, 5 y 6

Código colombiano de construcciones sismo resistentes CCCSR84
Espectro de diseño – A.2.6.
San Juan de Pasto, Nariño, Colombia

PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO.		
Aceleración de la Gravedad	9.81	m/s ²
Coefficiente de Aceleración Pico Efectiva (Aa)	0.25	
Coefficiente de Velocidad Pico Efectiva (Av)	0.30	
Zona de Riesgo Sísmico	ALTO	
Perfil del Suelo	S2	
Coefficiente de Sitio (S), según el Tipo de Perfil del Suelo	1.2	
Grupo de Uso	II	
Coefficiente de Importancia (I), según el Grupo de Uso	1.1	
Altura de la Edificación (hn)	11.2	m
Periodo Fundamental del Edificio (T)	0.575	seg
Periodo de Vibración Fundamental aprox. de la Estructura (Ta)	0.490	seg
Máxima Aceleración Horizontal (Sa)	0.688	

Tabla 4. Parámetros sísmicos de diseño CCCSR84

Normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente NSR98
Espectro de diseño – A.2.6.
San Juan de Pasto, Nariño, Colombia

PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO.		
Aceleración de la Gravedad	9.81	m/s ²
Coefficiente de Aceleración Pico Efectiva (Aa)	0.3	
Zona de Amenaza Sísmica	ALTA	
Perfil del Suelo	S2	
Coefficiente de Sitio (S), según el Tipo de Perfil del Suelo	1.2	
Grupo de Uso	II	
Coefficiente de Importancia (I), según el Grupo de Uso	1.1	
Coefficiente del Material de Construcción (Ct)	0.08	
Altura Total de la Edificación hasta la cubierta (hn)	11.2	m
Periodo Fundamental de la Edificación (Ta)	0.49	seg
Periodo Corto (Tc = 0.48S)	0.576	seg
Periodo Largo (Tl = 2.4S)	2.88	seg
Máxima Aceleración Horizontal de Diseño (Sa)	0.825	g
Periodo de Inicio de la Zona de Aceleraciones Constantes (To)	0.3	seg
Punto de inicio del Análisis Dinámico (Aa I)	0.33	

Tabla 5. Parámetros sísmicos de diseño NSR98

Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10
Espectro de diseño – A.2.6.
San Juan de Pasto, Nariño, Colombia

PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO.		
Aceleración de la Gravedad	9.81	m/s ²
Coefficiente de Aceleración Pico Efectiva (Aa)	0.25	
Coefficiente de Velocidad Pico Efectiva (Av)	0.25	
Zona de Amenaza Sísmica	ALTA	
Perfil del Suelo	C	
Coefficiente de Amplificación de la Aceleración para periodos cortos (Fa), según el Tipo de Perfil del Suelo	1.15	
Coefficiente de Amplificación de la Aceleración para periodos intermedios (Fv), según el Tipo de Perfil del Suelo	1.55	
Coefficiente de Importancia (I), según el Grupo de Uso	1.25	
Coefficiente relacionado al Material de Construcción (Ct)	0.047	
Exponente relacionado al Material de Construcción (α)	0.9	
Altura Total de la Edificación hasta la cubierta (hn)	11.2	m
Periodo Fundamental de la Edificación (Ta)	0.413	seg
Periodo Corto (Tc = 0.48 (Av Fv / Aa Fa))	0.647	seg
Periodo Largo (Tl = 2.4Fv)	3.72	seg
Máxima Aceleración Horizontal de Diseño (Sa)	0.898	g
Periodo de Inicio de la Zona de Aceleraciones Constantes (To)	0.135	
Punto de inicio del Análisis Dinámico (Aa I)	0.359	

Tabla 6. Parámetros sísmicos de diseño NSR10

1.3.3 Diseño del refuerzo. Los procedimientos y valores para el chequeo del refuerzo varían de acuerdo a cada norma. Se hizo la comparación entre los resultados obtenidos y la información de refuerzo existente según planos.

- Parámetros de diseño CCCSR84:

Combinaciones de carga: Para el diseño de refuerzo, en las combinaciones que tienen fuerza sísmica, esta debe incluir el coeficiente de amplificación de desplazamiento y la reducción del coeficiente de capacidad de disipación de energía.

$$\text{Así: } E = (S * Cd) / R$$

E: Fuerza sísmica reducida

S: Fuerza sísmica

Cd: Coeficiente de amplificación de desplazamiento²²

²² Código colombiano de construcciones sismo resistentes CCCSR84. A.6.3.1 – Se establece para cada una de las zonas de riesgo sísmico y para el sistema estructural. Tabla A.9-1.

R: Coeficiente de capacidad de disipación de energía²³

- Coeficientes de reducción de resistencia ϕ ²⁴

La resistencia de diseño que tiene un elemento, sus conexiones con otro elemento y cualquier parte o sección de él, en términos de momento flector, carga axial, cortante y torsión, debe ser igual a su resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del título C de este reglamento, multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia, ϕ .

Por lo tanto:

Resistencia de diseño = ϕ * Resistencia nominal \geq Resistencia requerida = U

Los coeficientes de reducción de resistencia deben ser los siguientes:

- Flexión sin carga axial. $\phi = 0.90$
- Compresión axial, con o sin flexión:
 - Miembros reforzados de otra manera. $\phi = 0.70$
- Cortante y torsión. $\phi = 0.85$
- Contacto sobre el concreto. $\phi = 0.70$

- Parámetros de diseño NSR98:

Combinaciones básicas: Para el diseño de refuerzo, en las combinaciones que tienen fuerza sísmica, esta debe incluir la reducción del coeficiente de capacidad de disipación de energía.

Así: $E = S * / R$

E: Fuerza sísmica reducida

S: Fuerza sísmica

R: Coeficiente de capacidad de disipación de energía²⁵

- Coeficientes de reducción de resistencia ϕ ²⁶

La resistencia de diseño que tiene un elemento, sus conexiones con otro elemento y cualquier parte o sección de él, en términos de momento flector, carga axial, cortante y torsión, debe ser igual a su resistencia nominal calculada de acuerdo

²³ Ley 400 de 1997. Normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente NSR98.

²⁴ Código colombiano de construcciones sismo resistentes CCCSR84. Artículo C.9.3.2.

²⁵ Normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente NSR98. A.3.3.3. Pág. A-26.

²⁶ Normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente NSR98. C.9.3.2. Pág. C-60.

con los requisitos y suposiciones del título C de este reglamento, multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia, ϕ .

Por lo tanto:

$$\text{Resistencia de diseño} = \phi * \text{Resistencia nominal} \geq \text{Resistencia requerida} = U$$

Los coeficientes de reducción de resistencia ϕ , deben ser los siguientes:

- Flexión sin carga axial. $\phi = 0.90$ (vigas)
- Fuerza axial y fuerza axial con flexión:
 - Compresión axial, con o sin flexión:
- Elementos reforzados de otra manera. $\phi = 0.70$
- Cortante y torsión. $\phi = 0.85$
- Contacto sobre el concreto o aplastamiento. $\phi = 0.70$

- Parámetros de diseño NSR10

Combinaciones de cargas mayoradas: Para el diseño de refuerzo, en las combinaciones que tienen fuerza sísmica, esta debe incluir la reducción del coeficiente de capacidad de disipación de energía.

$$\text{Así: } E = S * / R$$

E: Fuerza sísmica reducida

S: Fuerza sísmica

R: Coeficiente de capacidad de disipación de energía²⁷

- Factor de reducción de resistencia ϕ ²⁸

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del Título C del Reglamento NSR10, multiplicada por los factores de reducción de resistencia ϕ .

- Secciones controladas por compresión.
 - Otros elementos reforzados. $\phi = 0.65$
- Cortante y torsión. $\phi = 0.75$
- Aplastamiento en el concreto. $\phi = 0.65$

²⁷ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10. A.3.3.3. Pág. A.43.

²⁸ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10. C.9.3.2. Pág. C.68.

1.3.4 Materiales. Los valores de la resistencia del concreto y del refuerzo existente, son tomados de los planos y las memorias existentes, se recomienda realizar pruebas de campo a la edificación, para determinar valores reales de estudio, tal como se define en 2.3 Propuesta de patología estructural.

Los materiales y sus características físicas usados en la modelación del bloque se relacionan a continuación.

- Acero A-36

Usado en los ángulos “L”, que forman la cercha metálica de la cubierta que sostiene la canaleta. (Ver anexo 3.3 – Ángulos acero A-36)

- Varillas de refuerzo

- Hierro corrugado 60000psi: Son usadas para refuerzo longitudinal y transversal, en diámetros mayores a 3/8” (No. 3).

Su máximo esfuerzo de fluencia f_y es 420Mpa.

- Hierro 37000psi: Son usadas para refuerzo longitudinal y transversal en diámetros iguales o menores a 3/8” (No. 3).

Este tipo de varillas lisas, no son permitidas para construcciones en zonas de amenaza sísmica alta, en nuestro país.

- Concreto 3000psi

La losa aligerada, la losa de las escaleras, las vigas, columnas y zapatas fueron diseñadas con concreto de 3000psi.

1.3.5 Secciones de elementos estructurales:

- Archivo cercha

La cercha metálica está conformada por ángulos en forma de “L”, distribuidos en ángulos superiores, inferiores y verticales, formando la configuración de la cercha como indica la Figura 9.

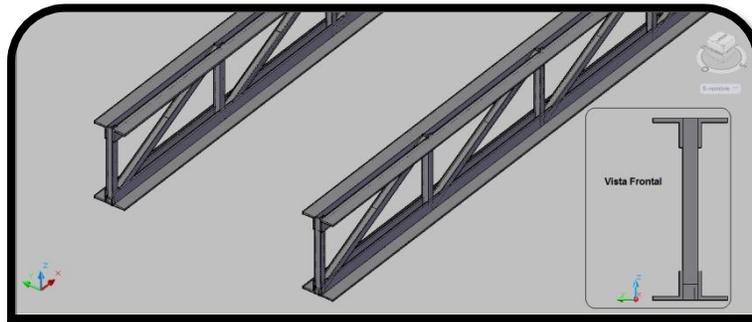


Figura 9. Cercha metálica

Ángulos superiores: Consta de 2 ángulos ubicados en forma paralela, espalda con espalda entre sí, unidos cada 0.48m con los ángulos verticales.

Sus dimensiones se detallan en la Figura 10.

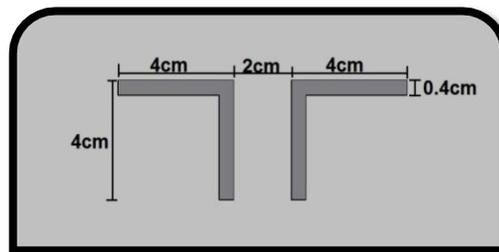


Figura 10. Ángulos superiores

Ángulos inferiores: Consta de 2 ángulos ubicados en forma paralela, espalda con espalda entre sí, de manera opuesta a los ángulos superiores, unidos cada 0.48m con los ángulos verticales.

Sus dimensiones se detallan en la Figura 11.

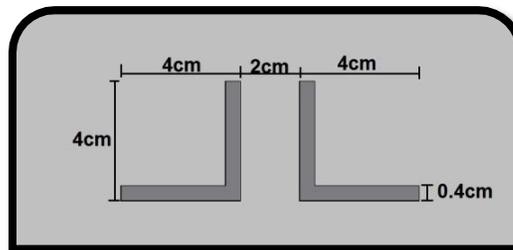


Figura 11. Ángulos Inferiores

Ángulos verticales: Consta de 1 ángulo ubicado en posición perpendicular y unido a los ángulos superiores e inferiores, cada 0.48m. 1 ángulo ubicado en posición diagonal con una inclinación de 27° y unido a los ángulos superiores e inferiores cada 0.48m.

Sus dimensiones se detallan en la siguiente Figura 12.

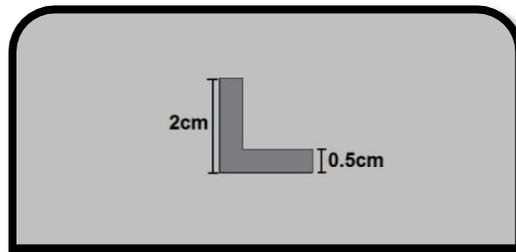


Figura 12. Ángulos verticales

Archivo nervios: Son elementos estructurales que forman parte de la losa aligerada, contruidos en concreto reforzado de 3000psi. Su ancho aferente es de 0.68m.

Nervio tipo 14x50: Son todos los nervios de la estructura, excepto el tipo 18.

Sus dimensiones son las siguientes:

- Ancho del alma: 0.14m
- Altura del alma: 0.47m
- Ancho de las aletas (ancho aferente): 0.68m
- Espesor de las aletas (loseta superior): 0.05m
- Espesor loseta inferior (carga muerta): 0.03m

Nervio tipo 14x17: Es el tipo 18 y se encuentra únicamente en el nivel N+4.65, después del eje 10. La diferencia con el nervio tipo 14x50 radica en la altura del alma, la cual es de 0.17m.

Vigueta de borde 10x50: Dimensiones: Ancho del alma: 0.10m, Altura del alma: 0.50m

Vigueta de borde 12x20: Dimensiones: Ancho del alma: 0.12m, Altura del alma: 0.20m

Vigueta de borde 14x50: Dimensiones: Ancho del alma: 0.14m, Altura del alma: 0.50m

Vigueta de borde 15x20: Dimensiones: Ancho del alma: 0.15m, Altura del alma: 0.20m

Archivo biblioteca: Es el archivo central de la modelación estructural, se carga con las reacciones que resultan de la cercha de la cubierta y los nervios. Los elementos estructurales que lo componen están contruidos en concreto reforzado de 3000psi.

- ✓ Columna 30x30 - Dimensiones: Base: 0.30m, Ancho: 0.30m
- ✓ Columna 40x40 - Dimensiones: Base: 0.40m, Ancho: 0.40m
- ✓ Columna 40x60 - Dimensiones: Base: 0.40m, Ancho: 0.60m
- ✓ Columna 60x40 - Dimensiones: Base: 0.60m, Ancho: 0.40m
- ✓ Viga 20x20 - Dimensiones: Base: 0.20m, Altura: 0.20m
- ✓ Viga 25x50 - Dimensiones: Base: 0.25m, Altura: 0.50m
- ✓ Viga 30x80 - Dimensiones: Base: 0.30m, Altura: 0.80m
- ✓ Viga 20x50 - Dimensiones: Base: 0.20m, Altura: 0.50m
- ✓ Viga 30x50 - Dimensiones: Base: 0.30m, Altura: 0.50m
- ✓ Viga 40x40 - Dimensiones: Base: 0.40m, Altura: 0.40m
- ✓ Viga 40x50 - Dimensiones: Base: 0.40m, Altura: 0.50m
- ✓ Viga 40x60 - Dimensiones: Base: 0.40m, Altura: 0.60m
- ✓ Viga escaleras 14x50 - Son las vigas donde se apoyan las escaleras de acceso de los trabajadores - Dimensiones: Base: 0.14m, Altura: 0.50m

Los siguientes elementos de área son de tipo “Shell thin” (cáscara delgada); para calcular esfuerzos y deformaciones, este tipo de elementos se rigen bajo la teoría de vigas de Euler – Bernoulli, la cual establece que las secciones transversales de los elementos, no se deforman bajo la acción de esfuerzos cortantes. Esta teoría es una simplificación de la teoría de Timoshenko (ver anexo 1.6 – Teoría de vigas de Euler-Bernoulli)

- Losa escalera 0.20: Espesor 0.20m.
- Muro escalera 0.12: Espesor 0.12m.

Estudio de suelos: Debido a que no se cuenta con un estudio de suelos propio del lugar de ubicación del bloque de la biblioteca, se solicitó al Fondo de Construcciones de la oficina de planeación de la Universidad de Nariño, el estudio de suelos del nuevo bloque de Aulas y Tecnología, y se adoptó dicha información para la elaboración de los aspectos de diseño y la revisión de la cimentación actual del bloque.

Además, teniendo en cuenta que se trata de un estudio preliminar y su alcance es el análisis de la super estructura, no se realizó el estudio de la interacción suelo-estructura.

(ver anexo 5.2 – Estudio de suelos bloque de Aulas y Tecnología)

1.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

1.4.1 Derivas:

Derivas CCCSR84: El estudio de derivas se realizó con las combinaciones de carga de la sección B.2.4 – *Combinaciones de carga usando el método de la resistencia*; el valor límite se estableció en **1.5% de la altura del piso bajo consideración**²⁹. (Ver anexo 5.6 – Derivas Fase 1)

- Para el primer piso, ninguno de los 40 puntos en estudio excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **0.3%**, en el **punto 181** con la combinación **1.05D+1.28L+1.0SY.Cd84 Max.**
- Para el segundo piso, ninguno de los 70 puntos en estudio excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **0.5%**, en el **punto 194** con la combinación **1.05D+1.28L+1.0SY.Cd84-1 Max.**
- Para el tercer piso, de los 54 puntos en estudio **16** excedieron el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **2.4%**, en el **punto 282** con la combinación **1.05D+1.28L+1.0SX.Cd84 Max.**
- Para el cuarto piso, ninguno de los 4 puntos en estudio excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **0.4%**, en el **punto 132** con la combinación **1.05D+1.28L+1.0SX.Cd84-2 Max.**

Los anteriores valores son resumidos en la siguiente tabla 7.

Piso No.	Puntos en estudio	Puntos críticos*	% de puntos críticos	Valor máximo	Punto/Combinación en Valor Máximo
1	40	0	0%	0.3%	181: 1.05D+1.28L+1.0SyCd84
2	70	0	0%	0.5%	194: 1.05D+1.28L+1.0SyCd84-1
3	54	16	30%	2.4%	282: 1.05D+1.28L+1.0SxCd84
4	4	0	0%	0.4%	132: 1.05D+1.28L+1.0SxCd84-2

*Puntos críticos: Número de puntos con deriva superior al valor límite establecido.

Tabla 7. Derivas CCCSR84

Reducción de la carga viva CCCSR84: Se realizó el análisis de acuerdo al Artículo B.4.5.1 – Reducción de la carga viva por área aferente, y se encontró que ninguno de los puntos críticos, cumple con el límite establecido. (Ver anexo 5.6 – Derivas Fase 1)

Derivas NSR98: El estudio de derivas se realizó con las combinaciones de carga de la sección B.2.4 – *Combinaciones de carga para estructuras de concreto*,

²⁹ Código colombiano de construcciones sismo resistentes CCCSR84 - Sección A.6.4 – Cálculo y límites de la deriva.

usando el método del estado límite de la resistencia; el valor límite se estableció en **1.0% de la altura del piso bajo consideración**³⁰. (Ver anexo 5.6 – Derivas Fase 1)

- Para el primer piso, ninguno de los 40 puntos en estudio, excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **1.0%**, en el **punto 181** con la combinación **1.05D+1.28L+1.0SY98 Max.**
- Para el segundo piso, de los 70 puntos en estudio, **42** excedieron el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **1.6%**, en el **punto 194** con la combinación **1.05D+1.28L+1.0SY98-1 Max.**
- Para el tercer piso, de los 54 puntos en estudio, **52** excedieron el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **7.4%**, en el **punto 282** con la combinación **1.05D+1.28L+1.0SY98 Max.**
- Para el cuarto piso, de los 4 puntos en estudio, **1** excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **1.1%**, en el **punto 128** con la combinación **1.05D+1.28L+1.0SY98 Min.**

Los anteriores valores son resumidos en la siguiente tabla 8.

Piso No.	Puntos en estudio	Puntos críticos*	% de puntos críticos	Valor máximo	Punto/Combinación en Valor Máximo
1	40	0	0%	1.0%	181: 1.05D+1.28L+1.0Sy98
2	70	42	60%	1.6%	194: 1.05D+1.28L+1.0Sy98-1
3	54	52	96%	7.4%	282: 1.05D+1.28L+1.0Sy98
4	4	1	25%	1.1%	128: 1.05D+1.28L+1.0Sy98

*Puntos críticos: Número de puntos con deriva superior al valor límite establecido.

Tabla 8. Derivas NSR98

Reducción de la carga viva NSR98: Se realizó el análisis de acuerdo al Artículo B.4.5.1 – Reducción de la carga viva por área aferente, y se encontró que ninguno de los puntos críticos, cumple con el límite establecido. (Ver anexo 5.6 – Derivas Fase1)

Derivas NSR10: El estudio de derivas se realizó con las combinaciones de carga de la sección B.2.4 – *Combinaciones de cargas mayoradas, usando el método de resistencia*; el valor límite se estableció en **1.0% de la altura del piso bajo consideración**³¹. (Ver anexo 5.6 – Derivas Fase 1)

³⁰ Normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente NSR98 - Sección A.6.4 – Límites de la deriva.

³¹ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 - Sección A.6.4 – Límites de la deriva.

- Para el primer piso, ninguno de los 40 puntos en estudio, excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **0.5%**, en el **punto 181** con la combinación **1.2D+1.0SY+1.0L10 Max.**
- Para el segundo piso, ninguno de los 70 puntos en estudio, excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **0.8%**, en el **punto 194** con la combinación **1.2D+1.0SY+1.0L10-1 Max.**
- Para el tercer piso, de los 54 puntos en estudio, **44** excedieron el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **3.8%**, en el **punto 282** con la combinación **1.2D+1.0SX+1.0L 10 Max.**
- Para el cuarto piso, ninguno de los 4 puntos en estudio excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **0.7%**, en el **punto 132** con la combinación **1.2D+1.0SX+1.0L 10-2 Max.**

Los anteriores valores son resumidos en la siguiente tabla 9.

Piso No.	Puntos en estudio	Puntos críticos*	% de puntos críticos	Valor máximo	Punto/Combinación en Valor Máximo
1	40	0	0%	0.5%	181: 1.2D+1.0Sy+1.0L10
2	70	0	0%	0.8%	194: 1.2D+1.0Sy+1.0L10-1
3	54	44	81%	3.8%	282: 1.2D+1.0Sx+1.0L10
4	4	0	0%	0.7%	132: 1.2D+1.0Sx+1.0L10-2

*Puntos críticos: Número de puntos con deriva superior al valor límite establecido.

Tabla 9. Derivas NSR10

Reducción de la carga viva NSR10: Se realizó el análisis de acuerdo al Artículo B.4.5.1 – Reducción de la carga viva por área aferente, y se encontró que ninguno de los puntos críticos, cumple con el límite establecido. (Ver anexo 5.6 – Derivas Fase 1)

En términos comparativos, los valores máximos de deriva, en las 3 normas en estudio están resumidos en el Gráfico 1.

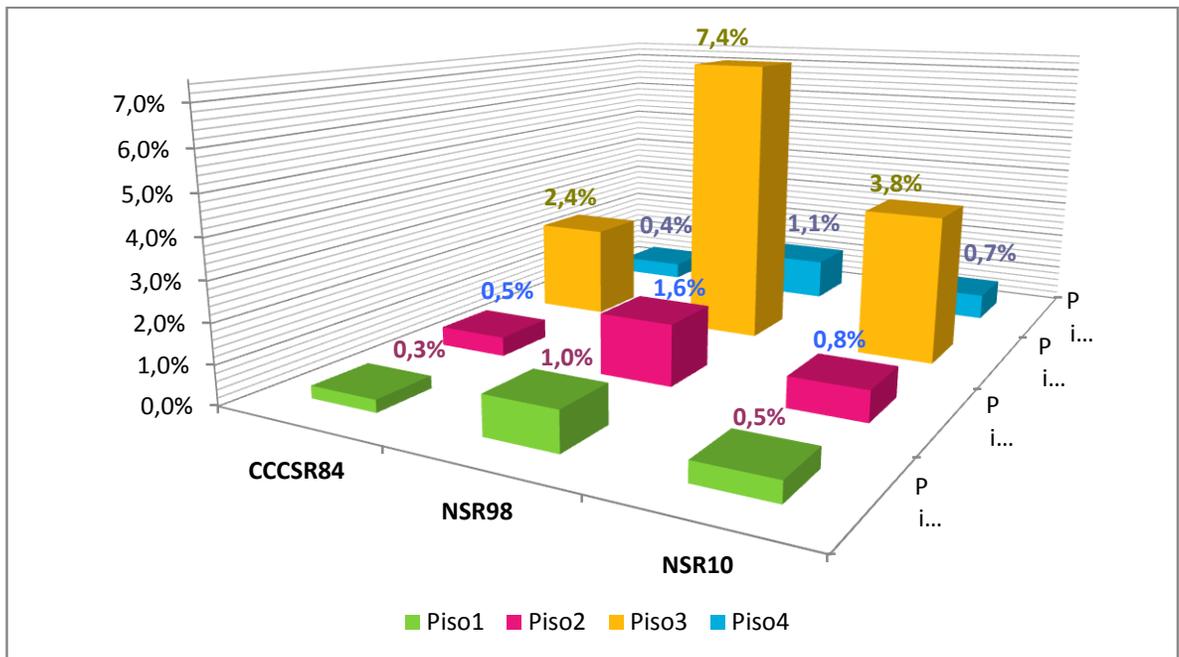


Gráfico 1. Valores máximos de derivas

En términos porcentuales, la diferencia en términos de deriva máxima entre las 3 normas en estudio está resumida en el Gráfico 2.

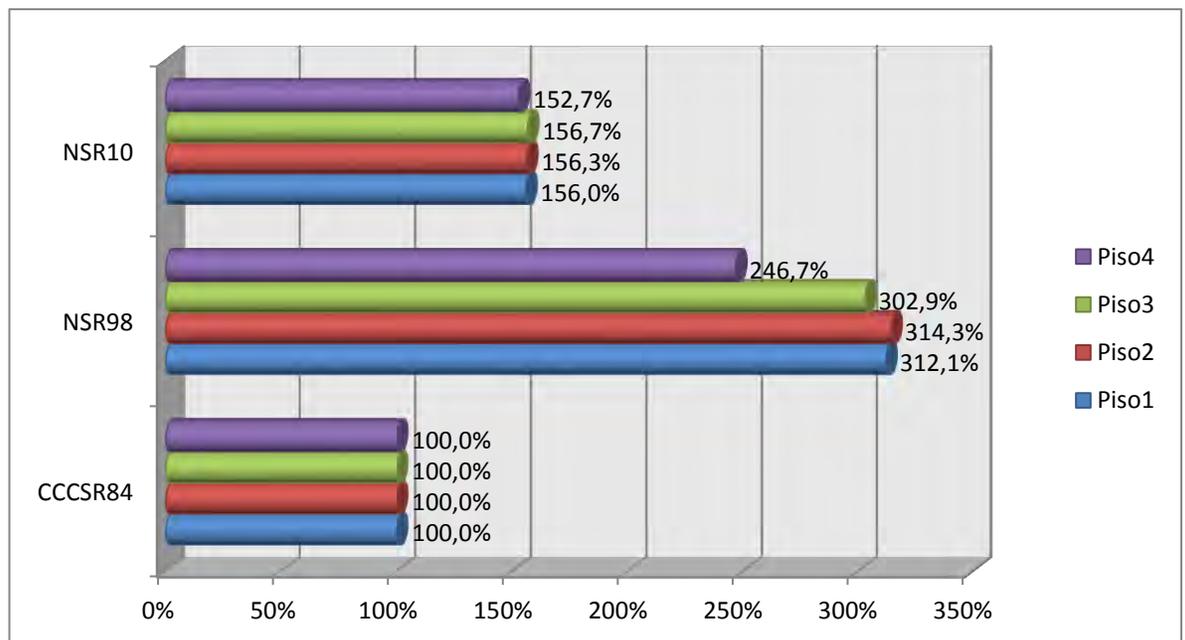


Gráfico 2. Diferencia entre valores máximos de derivas

1.4.2 Análisis de refuerzos (ver anexo 5.9)

- Refuerzos CCCSR84: De acuerdo a la información obtenida de los planos y los valores de diseño según los parámetros de CCCSR84 para acero de refuerzo, se muestra que:

Refuerzo longitudinal en vigas:

- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **14** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en los nudos.
- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **14** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en los nudos.
- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **3** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en el centro.
- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **25** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en el centro.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **37** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en los nudos.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **26** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en los nudos.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **8** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en el centro.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **33** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en el centro.
- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **10** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en los nudos.
- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **24** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en los nudos.
- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **8** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en el centro.
- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **11** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en el centro.

Los anteriores valores son resumidos en la siguiente tabla 10.

Nivel	Total vigas	Refuerzo Superior Nudos		Refuerzo Inferior Nudos		Refuerzo Superior Centro		Refuerzo Inferior Centro	
		Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%
N+ 4.65	129	14	11%	14	11%	3	2%	25	19%
N+ 7.65	120	37	31%	26	22%	8	7%	33	28%
N+10.95	105	10	10%	24	23%	8	8%	11	10%

Tabla 10. Vigas con refuerzo longitudinal insuficiente según CCCSR84

Refuerzo transversal en vigas:

- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **31** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en los nudos.
- En el nivel 4.65, en **5** de las 129 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en los nudos.
- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **9** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el nivel 4.65, en **5** de las 129 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en el centro.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **32** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en los nudos.
- En el nivel 7.65, en **4** de las 120 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en los nudos.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **6** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el nivel 7.65, en **4** de las 120 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en el centro.
- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **4** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en los nudos.
- En el nivel 10.95, en **3** de las 105 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en los nudos.
- En el nivel 10.95, las 105 vigas tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el nivel 10.95, en **3** de las 105 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en el centro.

Los anteriores valores son resumidos en la siguiente tabla 11.

NIVEL	Total vigas	Espaciamiento Nudos		Sección requerida Nudos (O/S)		Espaciamiento Centro		Sección requerida Centro (O/S)	
		Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%
N+ 4.65	129	31	24%	5	4%	9	7%	5	4%
N+ 7.65	120	32	27%	4	3%	6	5%	4	3%
N+10.95	105	4	4%	3	3%	-	0%	3	3%

Tabla 11. Vigas con espaciamiento para refuerzo transversal y sección requerida insuficiente

Refuerzo longitudinal en columnas:

- En el pórtico A, de las 27 columnas, **8** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico B, de las 31 columnas, **7** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico B, en **2** de las 31 columnas, la sección requerida para el refuerzo longitudinal necesario es insuficiente.
- En el pórtico B', las 11 columnas tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico C, de las 36 columnas, **5** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico C', la única columna existente, no tiene el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico D, de las 28 columnas, **8** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.

Los anteriores valores son resumidos en la siguiente tabla 12.

PÓRTICO	Total columnas	Refuerzo necesario		Sección requerida (O/S)	
		Cantidad	%	Cantidad	%
A	27	8	30%	-	0%
B	31	7	23%	2	6%
B'	11	-	0%	-	0%
C	36	5	14%	-	0%
C'	1	-	0%	-	0%
D	28	8	29%	-	0%

Tabla 12. Columnas con refuerzo longitudinal y sección requerida insuficiente

Refuerzo transversal en columnas:

- En el pórtico A, de las 27 columnas, **9** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico A, de las 27 columnas, **27** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico B, de las 31 columnas, **7** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico B, **31** de las 31 columnas, no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico B', las 11 columnas tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico B', **11** de las 11 columnas, no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico C, de las 36 columnas, **6** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico C, **36** de las 36 columnas, no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico C', la única columna existente, tiene el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico C', la única columna existente, no tiene el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico D, de las 28 columnas, **9** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.

- En el pórtico D, **28** de las 28 columnas, no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.

Los anteriores valores están resumidos en la siguiente tabla 13.

PÓRTICO	Total columnas	Espaciamiento zona confinamiento		Espaciamiento centro	
		Cantidad	%	Cantidad	%
A	27	9	33%	27	100%
B	31	7	23%	31	100%
B'	11	-	0%	11	100%
C	36	6	17%	36	100%
C'	1	-	0%	1	100%
D	28	9	32%	28	100%

Tabla 13. Columnas con espaciamiento para refuerzo transversal insuficiente

Refuerzos NSR98: De acuerdo a la información obtenida de los planos y los valores de diseño según los parámetros de NSR98 para acero de refuerzo, se muestra que:

Refuerzo longitudinal en vigas:

- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **24** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en los nudos.
- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **24** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en los nudos.
- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **5** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en el centro.
- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **27** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en el centro.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **38** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en los nudos.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **31** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en los nudos.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **9** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en el centro.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **35** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en el centro.

- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **16** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en los nudos.
- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **22** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en los nudos.
- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **8** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en el centro.
- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **11** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en el centro.

Los anteriores valores están resumidos en la siguiente tabla 14.

NIVEL	Total vigas	Refuerzo Superior Nudos		Refuerzo Inferior Nudos		Refuerzo Superior Centro		Refuerzo Inferior Centro	
		Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%
N+ 4.65	129	24	19%	24	19%	5	4%	27	21%
N+ 7.65	120	38	32%	31	26%	9	8%	35	29%
N+10.95	105	16	15%	22	21%	8	8%	11	10%

Tabla 14. Vigas con refuerzo longitudinal insuficiente según NSR98

Refuerzo transversal en vigas:

- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **35** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en los nudos.
- En el nivel 4.65, en **11** de las 129 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en los nudos.
- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **13** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el nivel 4.65, en **11** de las 129 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en el centro.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **33** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en los nudos.
- En el nivel 7.65, en **7** de las 120 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en los nudos.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **10** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el nivel 7.65, en **7** de las 120 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en el centro.
- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **4** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en los nudos.

- En el nivel 10.95, en **5** de las 105 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en los nudos.
- En el nivel 10.95, las 105 vigas tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el nivel 10.95, en **5** de las 105 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en el centro.

Los anteriores valores son resumidos en la siguiente tabla 15.

NIVEL	Total vigas	Espaciamiento Nudos		Sección requerida Nudos (O/S)		Espaciamiento Centro		Sección requerida Centro (O/S)	
		Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%
N+ 4.65	129	35	27%	11	9%	13	10%	11	9%
N+ 7.65	120	33	28%	7	6%	10	8%	7	6%
N+10.95	105	4	4%	5	5%	-	0%	5	5%

Tabla 15. Vigas con espaciamiento para refuerzo transversal y sección requerida insuficiente

Refuerzo longitudinal en columnas:

- En el pórtico A, de las 27 columnas, **3** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico A, en **6** de las 27 columnas, la sección requerida para el refuerzo longitudinal necesario es insuficiente.
- En el pórtico B, de las 31 columnas, **7** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico B, en **6** de las 31 columnas, la sección requerida para el refuerzo longitudinal necesario es insuficiente.
- En el pórtico B', de las 11 columnas, **2** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico B', en **1** de las 11 columnas, la sección requerida para el refuerzo longitudinal necesario es insuficiente.
- En el pórtico C, de las 36 columnas, **7** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico C, en **6** de las 36 columnas, la sección requerida para el refuerzo longitudinal necesario es insuficiente.
- En el pórtico C', la única columna existente, no tiene el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico D, de las 28 columnas, **4** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.

- En el pórtico D, en **7** de las 28 columnas, la sección requerida para el refuerzo longitudinal necesario es insuficiente.

Los anteriores valores son resumidos en la siguiente tabla 16.

PÓRTICO	Total columnas	Refuerzo necesario		Sección requerida (O/S)	
		Cantidad	%	Cantidad	%
A	27	3	11%	6	22%
B	31	7	23%	6	19%
B'	11	2	18%	1	9%
C	36	7	19%	6	17%
C'	1	1	100%	-	0%
D	28	4	14%	7	25%

Tabla 16. Columnas con refuerzo longitudinal y sección requerida insuficiente

Refuerzo transversal en columnas:

- En el pórtico A, de las 27 columnas, **9** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico A, **27** de las 27 columnas, no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico B, de las 31 columnas, **7** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico B, **31** de las 31 columnas, no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico B', de las 11 columnas, **3** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico B', **11** de las 11 columnas, no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico C, de las 36 columnas, **9** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico C, **36** de las 36 columnas, no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico C', la única columna existente, tiene el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico C', la única columna existente, no tiene el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.

- En el pórtico D, de las 28 columnas, **9** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico D, **28** de las 28 columnas, no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.

Los anteriores valores están resumidos en la siguiente tabla 17.

PÓRTICO	Total columnas	Espaciamiento zona confinamiento		Espaciamiento centro	
		Cantidad	%	Cantidad	%
A	27	9	33%	27	100%
B	31	7	23%	31	100%
B'	11	3	27%	11	100%
C	36	9	25%	36	100%
C'	1	-	0%	1	100%
D	28	9	32%	28	100%

Tabla 17. Columnas con espaciamiento para refuerzo transversal insuficiente

Refuerzos NSR10: De acuerdo con la información obtenida de los planos y los valores de diseño según los parámetros de NSR10 para acero de refuerzo, se muestra que:

Refuerzo longitudinal en vigas:

- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **11** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en los nudos.
- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **13** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en los nudos.
- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **3** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en el centro.
- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **24** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en el centro.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **28** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en los nudos.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **22** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en los nudos.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **8** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en el centro.

- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **31** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en el centro.
- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **11** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en los nudos.
- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **18** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en los nudos.
- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **8** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en el centro.
- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **9** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en el centro.

Los anteriores valores están resumidos en la siguiente tabla 18.

NIVEL	Total vigas	Refuerzo Superior Nudos		Refuerzo Inferior Nudos		Refuerzo Superior Centro		Refuerzo Inferior Centro	
		Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%
N+ 4.65	129	11	9%	13	10%	3	2%	24	19%
N+ 7.65	120	28	23%	22	18%	8	7%	31	26%
N+10.95	105	11	10%	18	17%	8	8%	9	9%

Tabla 18. Vigas con refuerzo longitudinal insuficiente según NSR10

Refuerzo transversal en vigas:

- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **33** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en los nudos.
- En el nivel 4.65, en **8** de las 129 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en los nudos.
- En el nivel 4.65, de las 129 vigas, **15** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el nivel 4.65, en **8** de las 129 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en el centro.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **33** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en los nudos.
- En el nivel 7.65, en **7** de las 120 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en los nudos.
- En el nivel 7.65, de las 120 vigas, **8** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el nivel 7.65, en **7** de las 120 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en el centro.

- En el nivel 10.95, de las 105 vigas, **4** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en los nudos.
- En el nivel 10.95, en **6** de las 105 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en los nudos.
- En el nivel 10.95, en **6** de las 105 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en el centro.

Los anteriores valores están resumidos en la siguiente tabla 19.

NIVEL	Total vigas	Espaciamiento Nudos		Sección requerida Nudos (O/S)		Espaciamiento Centro		Sección requerida Centro (O/S)	
		Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%
N+ 4.65	129	33	26%	8	6%	15	12%	8	6%
N+ 7.65	120	33	28%	7	6%	8	7%	7	6%
N+10.95	105	4	4%	6	6%	-	0%	6	6%

Tabla 19. Vigas con espaciamiento para refuerzo transversal y sección requerida insuficiente

1.3.5.1.1.1 Refuerzo longitudinal en columnas

- En el pórtico A, de las 27 columnas, **7** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico A, en **2** de las 27 columnas, la sección requerida para el refuerzo longitudinal necesario es insuficiente.
- En el pórtico B, de las 31 columnas, **7** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico B, en **2** de las 31 columnas, la sección requerida para el refuerzo longitudinal necesario es insuficiente.
- En el pórtico B', las 11 columnas tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico C, de las 36 columnas, **8** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico C, en **2** de las 36 columnas, la sección requerida para el refuerzo longitudinal necesario es insuficiente.
- En el pórtico C', la única columna existente tiene el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico D, de las 28 columnas, **7** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico D, en **2** de las 28 columnas, la sección requerida para el refuerzo longitudinal necesario es insuficiente.

Los anteriores valores están resumidos en la siguiente tabla 20.

PÓRTICO	Total columnas	Refuerzo necesario		Sección requerida (O/S)	
		Cantidad	%	Cantidad	%
A	27	7	26%	2	7%
B	31	7	23%	2	6%
B'	11	-	0%	-	0%
C	36	8	22%	2	6%
C'	1	-	0%	-	0%
D	28	7	25%	2	7%

Tabla 20. Columnas con refuerzo longitudinal y sección requerida insuficiente

Refuerzo transversal en columnas:

- En el pórtico A, de las 27 columnas, **9** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico A, de las 27 columnas, **27** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico B, de las 31 columnas, **7** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico B, de las 31 columnas, **31** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico B', de las 11 columnas, **1** no tiene el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico B', de las 11 columnas, **11** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico C, de las 36 columnas, **8** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico C, de las 36 columnas, **36** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico C', la única columna existente, tiene el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico C', la única columna, no tiene el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico D, de las 28 columnas, **9** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.

- En el pórtico D, de las 28 columnas, **28** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.

Los anteriores valores están resumidos en la siguiente tabla 21.

PÓRTICO	Total columnas	Espaciamiento zona confinamiento		Espaciamiento centro	
		Cantidad	%	Cantidad	%
A	27	9	33%	27	100%
B	31	7	23%	31	100%
B'	11	1	9%	11	100%
C	36	8	22%	36	100%
C'	1	-	0%	1	100%
D	28	9	32%	28	100%

Tabla 21. Columnas con espaciamiento para refuerzo transversal insuficiente

1.4.3 Análisis de cimentación. Basados en el estudio de suelos del nuevo Bloque de Aulas y Tecnología, los esfuerzos máximos del suelo son los siguientes. (Ver anexo 5.10):

- En el eje A: **64.9kN/m²**.
- En el eje B: **61.79kN/m²**.
- En el eje B': **68.6kN/m²**.
- En el eje C: **61.79kN/m²**.
- En el eje D: **64.9kN/m²**.

Esfuerzos CCCSR84. Teniendo en cuenta el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes CCCSR84, el estudio de la cimentación se realizó con las combinaciones de carga de la sección B.2.3 – *Combinaciones de carga utilizando el método de esfuerzos de trabajo*, y de acuerdo a los resultados obtenidos, se puede observar que:

- En el eje A, el esfuerzo máximo producido por la estructura es **96.61kN/m²**.
- En el eje B, el esfuerzo máximo producido por la estructura es **129.21kN/m²**.
- En el eje B', el esfuerzo máximo producido por la estructura es **162.29kN/m²**.
- En el eje C, el esfuerzo máximo producido por la estructura es **93.88kN/m²**.
- En el eje D, el esfuerzo máximo producido por la estructura es **93.32kN/m²**.

Los anteriores valores están resumidos en la siguiente tabla 22.

Eje	Esfuerzo máximo suelo (kN/m ²)	Esfuerzo máximo aplicado (kN/m ²)	% exceso
A	64.9	96.61	149%
B	61.79	129.21	209%
B'	68.6	162.29	237%
C	61.79	93.88	152%
D	64.9	93.32	144%

Tabla 22. Esfuerzos máximos en la cimentación según CCCSR84

Esfuerzos NSR98: Teniendo en cuenta el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR98, el estudio de la cimentación se realizó con las combinaciones de carga de la sección B.2.3 – *Combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo*, y de acuerdo con los resultados obtenidos, se puede observar que:

- En el eje A, el esfuerzo máximo producido por la estructura es **100.63kN/m²**.
- En el eje B, el esfuerzo máximo producido por la estructura es **131.42kN/m²**.
- En el eje B', el esfuerzo máximo producido por la estructura es **191.50kN/m²**.
- En el eje C, el esfuerzo máximo producido por la estructura es **97.84kN/m²**.
- En el eje D, el esfuerzo máximo producido por la estructura es **105.43kN/m²**.

Los anteriores valores están resumidos en la siguiente tabla 23.

Eje	Esfuerzo máximo suelo (kN/m ²)	Esfuerzo máximo aplicado (kN/m ²)	% exceso
A	64.9	100.63	155%
B	61.79	131.42	213%
B'	68.6	191.50	279%
C	61.79	97.84	158%
D	64.9	105.43	162%

Tabla 23. Esfuerzos máximos en la cimentación según NSR98

Esfuerzos NSR10: Teniendo en cuenta el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR10, el estudio de la cimentación se realizó con las combinaciones de carga de la sección B.2.3 – *Combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo*, y de acuerdo con los resultados obtenidos, se puede observar que:

- En el eje A, el esfuerzo máximo producido por la estructura es **95.08kN/m²**.
- En el eje B, el esfuerzo máximo producido por la estructura es **127.75kN/m²**.

- En el eje B', el esfuerzo máximo producido por la estructura es **156.76kN/m²**.
- En el eje C, el esfuerzo máximo producido por la estructura es **89.09kN/m²**.
- En el eje D, el esfuerzo máximo producido por la estructura es **89.50kN/m²**.

Los anteriores valores están resumidos en la siguiente tabla 24.

Eje	Esfuerzo máximo suelo (kN/m ²)	Esfuerzo máximo aplicado (kN/m ²)	% exceso
A	64.9	95.08	146%
B	61.79	127.75	207%
B'	68.6	156.76	228%
C	61.79	89.09	144%
D	64.9	89.50	138%

Tabla 24. Esfuerzos máximos en la cimentación según NSR10

En términos comparativos, los valores máximos de esfuerzos en la cimentación, están resumidos en el Gráfico 3.

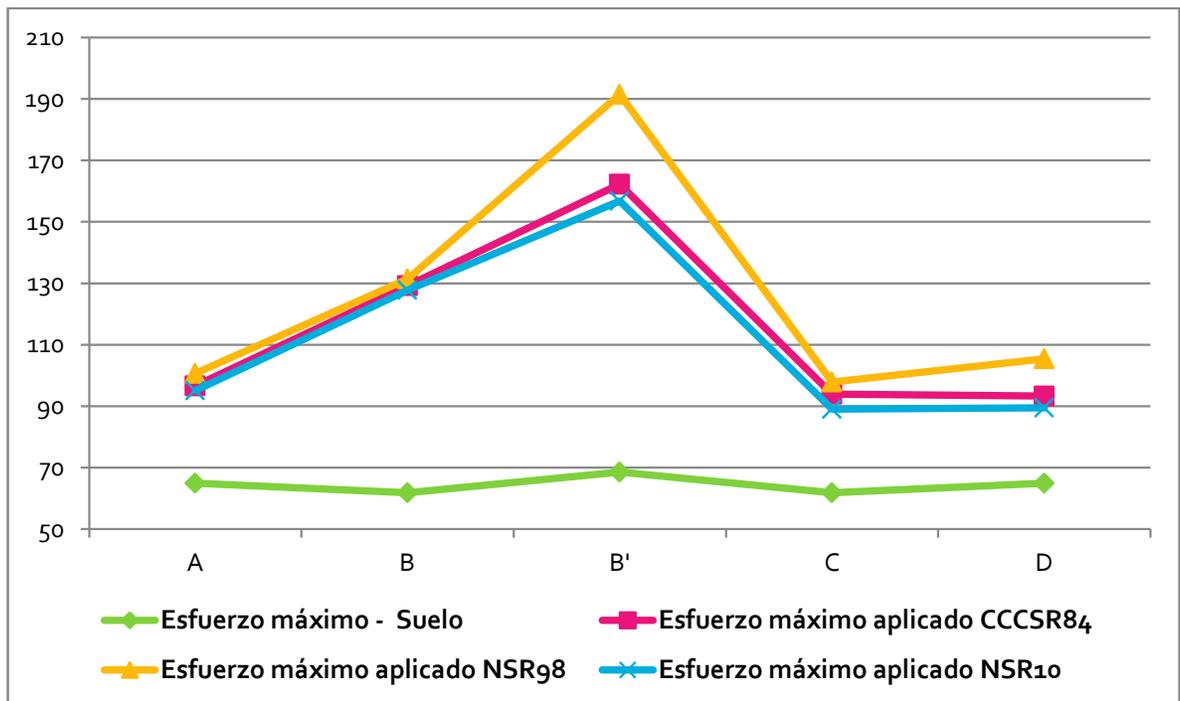


Gráfico 3. Valores máximos de esfuerzos en la cimentación en kN/m²

1.5 CONCLUSIONES FASE 1

1.5.1 Derivas

- Derivas CCCSR84:

- En los Pisos 1,2 y 4 todos los puntos en estudio cumplen con los requisitos mínimos para derivas.
- En el Piso 3, el 30% de los puntos en estudio no cumplen con los requisitos mínimos para derivas. Estos puntos se focalizan en los ejes 1y2 (ver anexo 6.3). El máximo valor obtenido es 2.4%.

Si se tratase de cumplir el CCCSR84 en términos de deriva, dados los resultados obtenidos en el análisis, el edificio no requiere una intervención generalizada en términos de rigidez, ya que el 90% de los puntos en estudio cumplen los valores máximos establecidos.

- Derivas NSR98

- En el Piso 1, todos los puntos en estudio cumplen con los requisitos mínimos para derivas.
- En el Piso 2, el 60% de los puntos en estudio no cumplen con los requisitos mínimos para derivas. Estos puntos se focalizan del eje 5 al 9 (ver anexo 6.3). El máximo valor obtenido es 1.6%.
- En el Piso 3, el 96% de los puntos en estudio no cumplen con los requisitos mínimos para derivas. Estos puntos están uniformemente distribuidos en toda el área del piso en estudio (ver anexo 6.3). El máximo valor obtenido es 7.4%
- En el Piso 4, el 25% de los puntos en estudio no cumplen con los requisitos mínimos para derivas. Este punto está ubicado en los ejes 7C (ver anexo 6.3). Su valor es 1.1%

Si se tratase de cumplir la NSR98 en términos de deriva, dados los resultados obtenidos en el análisis, se puede determinar cómo indispensable una intervención estructural a la edificación, debido a que el 56% de los puntos en estudio sobrepasan los valores máximos establecidos.

- Derivas NSR10:

- En los Pisos 1,2 y 4 todos los puntos en estudio cumplen con los requisitos mínimos para derivas.
- En el Piso 3, el 81% de los puntos en estudio no cumplen con los requisitos mínimos para derivas. Estos puntos están uniformemente distribuidos en toda el área del piso en estudio (ver anexo 6.3).El máximo valor obtenido es 3.8%

Si se tratase de cumplir la NSR10 en términos de deriva, dados los resultados obtenidos en el análisis, podemos determinar como indispensable una intervención estructural a la edificación, debido a que el 26% de los puntos en estudio sobrepasan los valores máximos establecidos.

Reducción de carga viva: Aplicando la reducción de carga viva contemplada en los 3 reglamentos en estudio, a los puntos con deriva superior a la máxima establecida, se encontró que **ningún** punto alcanza a cumplir con los respectivos límites establecidos.

Comparación entre normas: La diferencia entre los valores máximos de deriva, entre las 3 normas en estudio es la siguiente:

- Piso 1 entre CCCSR84 y NSR98: Incremento de 3.3 veces.
- Piso 2 entre CCCSR84 y NSR98: Incremento de 3.2 veces.
- Piso 3 entre CCCSR84 y NSR98: Incremento de 3.1 veces.
- Piso 4 entre CCCSR84 y NSR98: Incremento de 2.7 veces.

- Piso 1 entre CCCSR84 y NSR10: Incremento de 1.7 veces.
- Piso 2 entre CCCSR84 y NSR10: Incremento de 1.6 veces.
- Piso 3 entre CCCSR84 y NSR10: Incremento de 1.6 veces.
- Piso 4 entre CCCSR84 y NSR10: Incremento de 1.8 veces.

- Piso 1 entre NSR98 y NSR10: Disminución de 0.5 veces.
- Piso 2 entre NSR98 y NSR10: Disminución de 0.5 veces.
- Piso 3 entre NSR98 y NSR10: Disminución de 0.5 veces.
- Piso 4 entre NSR98 y NSR10: Disminución de 0.6 veces.

1.5.2 Refuerzos. De acuerdo a los resultados obtenidos en el análisis de refuerzos, es evidente con las 3 normas, la carencia de acero de refuerzo que existe en los elementos estructurales.

Se hace indispensable revisar con especial atención las siguientes vigas, debido a que según los resultados, no tienen actualmente refuerzo longitudinal suficiente,

incluso para cubrir el momento flector requerido por Carga Muerta (D). (Ver anexo 5.3 – Comprobación de momentos – Vigas diagonales).

- Nivel N+4.65. Viga: 535
- Nivel N+7.65. Vigas: 419, 420, 423 y 424
- Nivel N+10.95. Vigas: 407, 410, 411, 412, 413, 414, 415 y 416

Esto se evidencia en las fisuras que presenta el bloque en estos sectores, como se muestra en las Figuras 13 y 14.

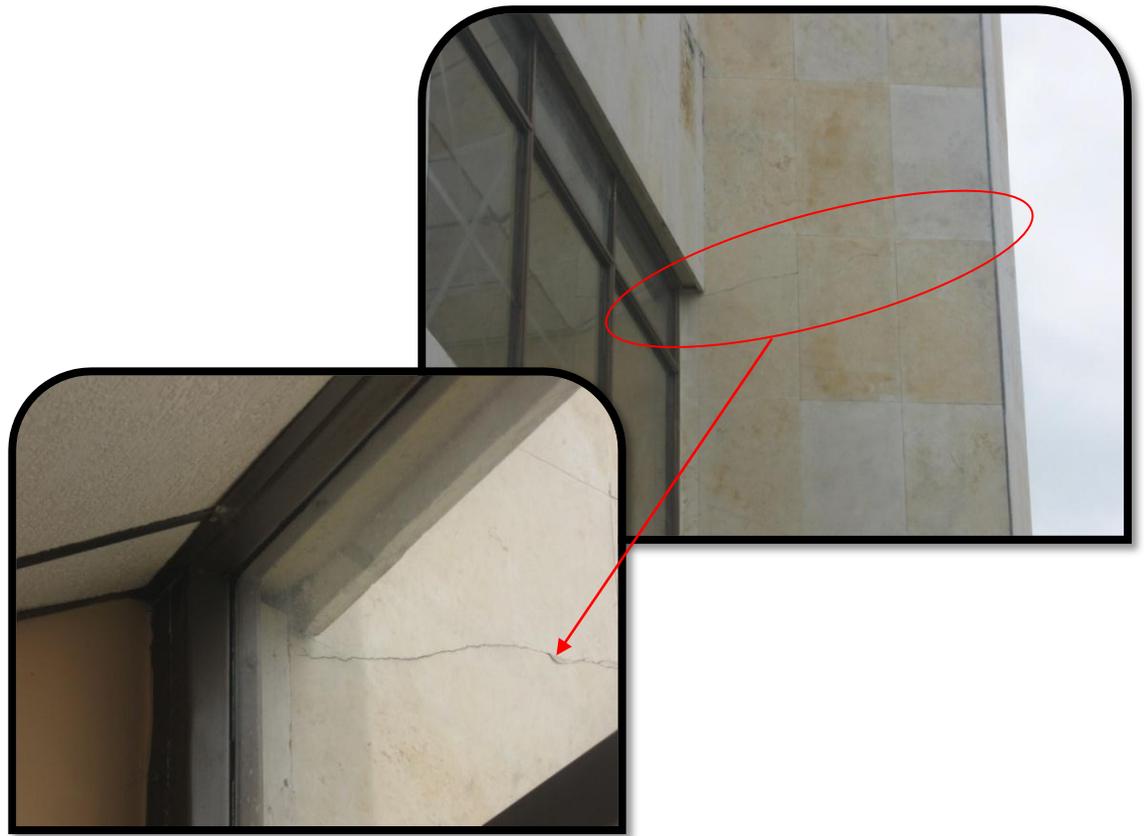


Figura 13. Fisura viga 410. nivel N+10.95



Figura 14. Fisura viga 407. nivel N+10.95

1.5.3 Cimentación. Cabe recordar que para el análisis de cimentación que se hizo en este proyecto, se tuvo en cuenta los valores obtenidos del estudio de suelos del bloque de aulas y tecnología de la Universidad de Nariño, debido a que el estudio de suelos del bloque de la biblioteca no existe y para su ejecución la Universidad de Nariño no asignó recursos; además por tratarse de un análisis preliminar y la cercanía de los dos edificios se adoptan como válidos los resultados de dicho estudio de suelos.

Por lo tanto, los esfuerzos máximos del terreno son básicamente de referencia y no como valores concluyentes para el chequeo y diseño de la cimentación.

Es evidente la importancia de hacer el estudio de suelos, teniendo en cuenta que los máximos esfuerzos aplicados por la estructura aquí encontrados, superan ampliamente los esfuerzos resistentes del terreno, a pesar de que según el concepto de profesionales del área de patología, después de visitar el edificio, este no evidencia problemas de asentamientos diferenciales.

2. FASE 2. DISEÑO DE ALTERNATIVAS PARA MEJORAR LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL

Conocido el comportamiento estructural de la edificación, es clave estudiar alternativas para minimizar el riesgo en que se encuentran tanto la planta física como el personal que diariamente ocupa estas instalaciones.

2.1 CAMBIO DE USO

2.1.1 Descripción. Debido al uso que tiene actualmente el bloque (aulas, salas de lectura y estantería de biblioteca), se genera un alto valor de carga viva para el análisis y modelación estructural de su condición actual, por eso se estudió la posibilidad del cambio de uso a futuro de la edificación a bloque administrativo (oficinas), en concordancia con el Plan de Ordenamiento Físico de la Universidad de Nariño, buscando así reducir el valor de la carga viva y también sus exigencias estructurales.

Esta alternativa se consideró teniendo en cuenta que de acuerdo a la reglamentación colombiana, una edificación no requiere actualizar sus diseños a la normatividad vigente si se evalúa el cambio de uso, entendido este como una disminución de los valores de carga viva, sin afectar su configuración estructural³² y además se esperaba que se cumpliera el CCCSR84, sólo con reparaciones y cambios menores.

Adicionalmente al cambio de uso, se evaluó la edificación con las siguientes modificaciones físicas, buscando optimizar las condiciones estructurales actuales, sin llegar a cambiar el comportamiento estructural, en especial la rigidez:

- Cambios de las cuatro (4) tapas de concreto de los aireadores, por láminas de policarbonato de 4mm de espesor (ver anexos 6.4 y 3.5).

Se buscó reducir el peso en la cubierta, reemplazando el concreto por un material mucho más liviano como lo es el policarbonato.

- Cambio de los vidrios de las marquesinas sobre las escaleras, por láminas de policarbonato de 4mm de espesor (ver anexo 6.5).

³² Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Sección A.10.1.3.2 – Cambio de uso

Como parte de la gestión de riesgo, se reemplazó el vidrio por un material que no se rompiera en un evento de emergencia y pudiera afectar la evacuación de estudiantes y trabajadores.

- Armado de vigas corona de amarre (dimensiones 20x20cm) entre las columnas de las escaleras, en el nivel N+14.0. (ver anexo 6.6).

Se buscó garantizar un adecuado comportamiento estructural en conjunto, de las cuatro (4) columnas en la cubierta.

2.1.2 Evaluación de cargas. La evaluación de cargas para el cambio de uso, se realizó en base al análisis hecho para la Fase 1 (1.2 – Evaluación de cargas), con las modificaciones que a continuación se detallan: (ver anexo 4.6 – Evaluación de cargas – Fase 2 Cambio de uso).

- Carga Viva: Para el uso del edificio como bloque administrativo, el valor de carga viva es de 2.0kN/m^2 , según lo establecido en el Título B de la NSR10³³, para oficinas.

- Carga Muerta:

Policarbonato compacto: El policarbonato es un grupo de termoplásticos fácil de trabajar, moldear y termoformar y son utilizados ampliamente en la actualidad. El nombre “policarbonato” proviene de los polímeros que presentan grupos funcionales unidos por grupos carbonato en una larga cadena molecular. La lámina usada en la modelación cuenta con un espesor de 4mm y un peso de 5.05kg/m^2 (ver anexo 3.5 – Ficha técnica – Policarbonato Inacril).

Madera – Estructura de soporte: Para apoyar la cubierta de policarbonato se usaron cada dos (2) metros, vigas de madera de sección transversal 10x4cm, con densidad de 6kN/m^3 , de acuerdo a lo establecido en el Título B de la NSR10³⁴, para madera de densidad media.

2.1.3 Modelación estructural. Los procedimientos de la modelación estructural son iguales a los que se desarrollaron para la Fase 1, con la diferencia que para análisis de resultados de cambio de uso, únicamente se tienen en cuenta los requisitos de la CCCSR84.

³³ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Tabla B.4.2.1-1. Pág. B-5

³⁴ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Tabla B.3.2.-1. Masas de los materiales. Pág. B-9

La nomenclatura de los elementos estructurales, se encuentran relacionadas en el anexo 6.7.

2.1.4 Análisis de resultados. Para la modelación estructural con reducción de carga viva se esperaba valores de deriva menores a los encontrados en Fase 1, sin embargo estos aumentaron hasta en un 17%; se hace un pequeño análisis de esta situación en el siguiente numeral. (2.5 - Demostración de desplazamientos).

Derivas CCCSR84: El estudio de derivas se realizó con las combinaciones de carga de la sección B.2.4 – *Combinaciones de carga usando el método de la resistencia*; el valor límite se estableció en **1.5% de la altura del piso bajo consideración**³⁵. (Ver anexo 5.7 – Derivas Fase 2 Cambio de Uso)

- Para el primer piso, ninguno de los 40 puntos en estudio excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **0.3%**, en el **punto 181** con la combinación **1.05D+1.28L+1.0SY.Cd84 Max.**
- Para el segundo piso, ninguno de los 70 puntos en estudio excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **0.4%**, en el **punto 194** con la combinación **1.05D+1.28L+1.0SY.Cd84-1 Max.**
- Para el tercer piso, de los 54 puntos en estudio **16** excedieron el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **2.8%**, en el **punto 282** con la combinación **1.05D+1.28L+1.0SY.Cd84 Max.**
- Para el cuarto piso, ninguno de los 4 puntos en estudio excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **0.3%**, en el **punto 132** con la combinación **1.05D+1.28L+1.0SX.Cd84-1 Max.**

Los anteriores valores son resumidos en la siguiente tabla 25.

Piso No.	Puntos en estudio	Puntos críticos*	% de puntos críticos	Valor máximo	Punto/Combinación en Valor Máximo
1	40	0	0%	0.3%	181: 1.05D+1.28L+1.0SyCd84
2	70	0	0%	0.4%	194: 1.05D+1.28L+1.0SyCd84-1
3	54	16	30%	2.8%	282: 1.05D+1.28L+1.0SxCd84
4	4	0	0%	0.3%	132: 1.05D+1.28L+1.0SxCd84-1

*Puntos críticos: Número de puntos con deriva superior al valor límite establecido.

Tabla 25. Derivas cambio de uso CCCSR84

³⁵ Código colombiano de construcciones sismo resistentes CCCSR84 - Sección A.6.4 – Cálculo y límites de la deriva.

Reducción de la carga viva: Se realizó el análisis de acuerdo al Artículo B.4.5.1 – Reducción de la carga viva por área aferente, y se encontró que ninguno de los puntos críticos, cumple con el límite establecido. (Ver anexo 5.7 – Derivas Fase 2 Cambio de Uso)

2.1.5 Demostración de desplazamientos. A pesar que el cambio de uso, implica menores valores de carga viva, este generó mayores derivas que la Fase 1, a continuación se describe el procedimiento para estudiar el porqué de esta situación.

Se obtuvo la sumatoria de los desplazamientos generados por la combinación más crítica para fase 1 y fase 2 – cambio de uso y se observó que los desplazamientos son mayores en la Fase 1, sin embargo que el cambio de uso genere mayores derivas, sugiere que el edificio se “sacude” de manera irregular.

Los valores de cálculo de este análisis, se resumen en la siguiente tabla 26.

FASE	COMBINACIÓN	DESPLAZAMIENTOS (ver anexo 1.7)	NUDOS	PROMEDIO
Fase 1	1.05D+1.28L+1.0Sx	2.6322m	168	0.01567m
Fase 2	1.05D+1.28L+1.0Sx	2.6201m	168	0.01559m

Tabla 26. Demostración de desplazamientos

2.1.6 Conclusiones Fase 2 Cambio de Uso:

- Derivas:

- En los Pisos 1, 2 y 4 todos los puntos en estudio cumplen con los requisitos mínimos para derivas.
- En el Piso 3, el 30% de los puntos en estudio no cumplen con los requisitos mínimos para derivas. Estos puntos se focalizan en los ejes 1 y 2 (ver anexo 6.8). El máximo valor obtenido es 2.8%.

Reducción de carga viva: Aplicando la reducción de carga viva contemplada en el reglamento en estudio, a los puntos con deriva superior a la máxima establecida, se encontró que **ningún** punto alcanza a cumplir con los respectivos límites establecidos.

De acuerdo a los resultados obtenidos para el cálculo de derivas, podemos determinar que la evaluación en Fase 2, para la cual se evaluó la estructura con cambio de uso, (Carga Viva de oficinas 2kN/m², Capítulo B.4 – Sección B.4.2 – Cargas Vivas Uniformemente Repartidas. CCCSR84), **no cumple** con los

requisitos mínimos establecidos, **por lo cual se descarta esta opción** para el bloque en estudio.

Si hubiese cumplido los límites de las derivas para el código CCCSR84, la propuesta de cambio de uso se hubiera podido aceptar, siendo una opción económica debido a que no se requería intervención estructural.

Según los valores obtenidos para las derivas en la evaluación de las condiciones actuales y las de cambio de uso, podemos determinar que el edificio debe ser intervenido estructuralmente para ajustarse a las normativas vigentes, se ha demostrado que en términos de rigidez no cumple ni siquiera la norma para la que fue diseñado.

A pesar de ser un estudio preliminar y por lo tanto debe completarse con el estudio de suelos propio del lugar y un estudio de patología estructural, no se esperaría que las derivas disminuyan al completar el estudio, al contrario se espera que dichos valores aumenten, ya que seguramente los valores de resistencia del concreto y del suelo, sean menores a los teóricos usados en la modelación. Por lo cual este estudio concluye que este edificio debe ser intervenido estructuralmente y por ende cumplir la normatividad vigente NSR10.

2.2 REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

2.2.1 Descripción. Una vez descartada la alternativa de cambio de uso, por cuestiones de rigidez, se estudió la intervención estructural como medio para cumplir con los parámetros exigidos por la norma NSR10, para uso de la edificación como se encuentra actualmente (biblioteca). Cabe recordar que la propuesta que se presenta, se basa en los valores de resistencia del concreto y del refuerzo existente, tomados de los planos y las memorias existentes, es importante revisar la modelación con valores de pruebas de campo propias de la edificación.

Existen diversos métodos de reforzamientos estructurales, entre ellos encontramos: arriostramientos metálicos, pantallas en concreto reforzado, encamisado en concreto reforzado, contra fuertes, disipadores de energía, etc. El principal objetivo de estos es aumentar la rigidez de la estructura y controlar los sobre esfuerzos que se presenten en los elementos estructurales.

Para la presente propuesta de reforzamiento se incluyeron las siguientes alternativas:

- Encamisado en concreto reforzado de columnas.

- Materiales compuestos de fibras sintéticas de carbono CFRP (platinas y tejidos).

Adicionalmente a las mencionadas alternativas de reforzamiento, se evaluó la edificación con las modificaciones físicas contempladas en la alternativa de cambio de uso y además se incluyen los siguientes cambios:

- Quitar ejes C' y D, entre ejes 9 y 10, en el primer piso. (Esquina CEDRE).

Se buscó disminuir las irregularidades en planta y en altura, y así no disminuir la capacidad de disipación de energía del edificio "R", por lo tanto los costos de reforzamiento de toda la edificación no se incrementan.

- Quitar las ocho (8) vigas diagonales, en los ejes 1 y 9 en el segundo y tercer piso.

De acuerdo a los resultados obtenidos en la modelación, los momentos actuantes por Carga Muerta, son superiores a los momentos resistentes (Calculados por Whitney). Esto se evidencia en las fisuras que el bloque presenta en la fachada en estos sectores.

Los valores de los momentos mencionados, se pueden detallar en el anexo 5.3 – Comprobación de Momentos – Vigas diagonales.

Los levantamientos estructural y arquitectónico, se detallan en las Figuras 15 y 16: (ver anexos 1.8 y 1.9).

2.2.2 Evaluación de cargas:

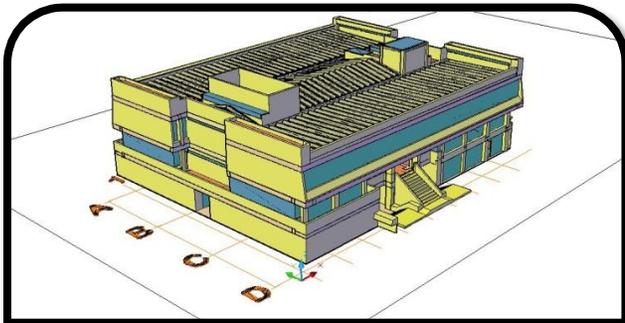


Figura 15 – Modelo arquitectónico – reforzamiento estructural

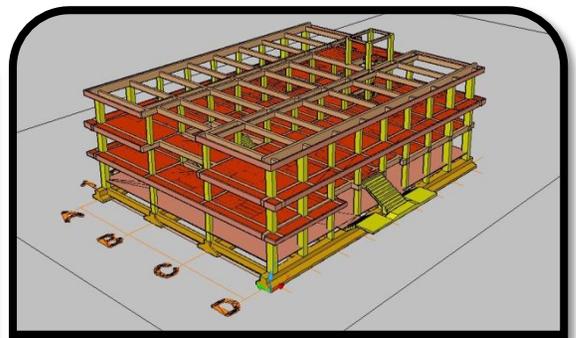


Figura 16 - Modelo estructural – reforzamiento estructural

La evaluación de cargas para el reforzamiento estructural, se realizó de la siguiente manera: (ver anexo 4.7 – Evaluación de cargas – Fase 2 Reforzamiento estructural).

Carga viva: Se mantiene el uso de la edificación como biblioteca, por lo tanto su valor de carga viva es de 7.0kN/m^2 , como lo establece el Título B de la NSR10³⁶, para estantería de biblioteca.

Carga muerta: Los valores de carga muerta para la propuesta de reforzamiento estructural, son las mismas establecidas para el cambio de uso (2.1.2.2. – Carga muerta).

2.2.3 Modelación estructural. Los procedimientos de la modelación estructural, son iguales a los que se desarrollaron en la Fase 1, con la diferencia que para el análisis de resultados únicamente se tiene en cuenta los requisitos establecidos por la NSR10, ya que al incluir modificaciones estructurales en la edificación, es requisito cumplir la normatividad vigente, no para la cual se diseñó la estructura.

La nomenclatura de los elementos estructurales, se encuentran relacionadas en el anexo 6.9

Cálculos norma NSR10: Al eliminar las irregularidades geométricas del bloque (Esquina ejes C' y D, entre ejes 9 y 10 – primer piso), no se aplicó reducción al coeficiente de capacidad de disipación de energía "R"³⁷, logrando así que las fuerzas sísmicas de diseño no se incrementen y de igual forma los requerimientos de reforzamiento de toda la edificación.

Secciones de elementos estructurales: El encamisado de columnas en concreto reforzado, es uno de los sistemas convencionales más usados en los reforzamientos tradicionales y garantiza el incremento en la rigidez de los elementos estructurales intervenidos y por consiguiente rigidiza la edificación en general. Para nuestro estudio, se buscó la homogenización de las secciones de las columnas en todos los pisos, e incremento de sección en las esquinas, para aportar mayor rigidez en estos puntos determinados como críticos.

Los incrementos de sección, se detallan a continuación:

- Columnas 1er Piso de 40x60cm a 60x80cm: 1A, 2A, 8A, 9A, 1D, 2D, 8D, 9D.
- Columnas 1er Piso de 40x40cm a 60x40cm: 7B', 8B'.
- Columnas 2do Piso de 40x60cm a 60x80cm: 1A, 2A, 8A, 9A, 1D, 2D, 8D, 9D.

³⁶ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – Tabla B.4.2.1-1. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas.

³⁷ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 – A.3.3.3. Pág. A-43.

- Columnas 2do Piso de 40x40cm a 60x40cm: 7B', 8B'.
- Columnas 3er Piso de 30x30cm a 60x80cm: 1A, 2A, 8A, 9A, 1D, 2D, 8D, 9D.
- Columnas 3er Piso de 30x30cm a 40x60cm: 3A, 4A, 5A, 6A, 7A, 1B, 1C, 3D, 4D, 5D, 6D, 7D.
- Columnas 3er Piso de 30x30cm a 60x40cm: 2B, 3B, 4B, 5B, 6B, 2C, 3C, 4C, 5C, 6C.
- Columnas 3er Piso de 40x40cm a 60x40cm: 7B, 8B, 7B', 8B', 7C, 8C.
- Columnas 3er Piso de 40x40cm a 40x60cm: 9B, 9C.
- Columnas Cubierta de 40x40cm a 60x40cm: 7B', 8B', 7C, 8C.

Materiales: Adicional a los materiales usados en las anteriores modelaciones, para la propuesta de reforzamiento estructural, se incorporan los productos de última tecnología de polímeros reforzados con fibras, FRP por sus siglas en inglés.

Estos materiales están elaborados por una resina sintética, generalmente epóxica y fibras sintéticas entre las que se encuentran las fibras de carbono, aramida y vidrio, siendo las más usadas las de carbono. Los elementos estructurales que se pueden adicionar para refuerzo son perfiles, platinas, láminas, ángulos, varillas, tejidos, entre otros; y dentro de las ventajas que estos materiales ofrecen frente al acero, están su bajo peso, fácil manejo, no se corroen y fácil instalación.

Cabe anotar que los diseños e instalaciones deben ser llevados a cabo y/o supervisados por un ingeniero competente con criterio idóneo para garantizar su óptimo uso y sus características de servicio.

En Colombia, para principios de la década de los años 90, sólo se tenía referencia del uso de estos materiales por casos de reforzamientos estructurales efectuados en Japón y Europa; sin embargo pronto se empezaría a conocer sobre el tema en nuestro país y a presentarse los primeros diseños con materiales FRP, especialmente en puentes afectados por deterioro del concreto y sobre esfuerzos de flexión y cortante.



Figura 17 - Reforzamiento a cortante de vigas - Puente Cocorná vía Bogotá - Medellín

Diseño del refuerzo: Para efectuar los cálculos de la cantidad de material FRP requerido para nuestro diseño, se utilizaron los programas suministrados por Sika (ver anexo 5.4), quienes desarrollan avances en este campo, así como herramientas que permiten al profesional de la ingeniería diseñar y reforzar estructuras con estas nuevas tecnologías. Los valores para el chequeo de refuerzo se realizaron entre los resultados obtenidos de la modelación estructural y la información de refuerzo existente en los planos.

2.2.4 Análisis de resultados:

Derivas NSR10: El estudio de derivas se realizó con las combinaciones de carga de la sección B.2.4 – *Combinaciones de cargas mayoradas, usando el método de la resistencia*; el valor límite se estableció en **1.0% de la altura del piso bajo consideración**³⁸. (Ver anexo 5.8 – Derivas Fase 2 Reforzamiento estructural).

- Para el primer piso, ninguno de los 38 puntos en estudio, excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **0.5%**, en el **punto 17** con la combinación **1.2D+1.0SY+1.0L10 Max.**
- Para el segundo piso, ninguno de los 71 puntos en estudio, excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **0.9%**, en el **punto 69** con la combinación **1.2D+1.0SY+1.0L10-1 Max.**
- Para el tercer piso, ninguno de los 46 puntos en estudio, excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **1.0%**, en el **punto 9** con la combinación **1.2D+1.0SY+1.0L 10-2 Min.**
- Para el cuarto piso, ninguno de los 4 puntos en estudio excedió el valor límite establecido. El máximo valor encontrado fue **0.5%**, en el **punto 132** con la combinación **1.2D+1.0SX+1.0L 10-1 Max.**

Los anteriores valores son resumidos en la siguiente tabla 27.

Piso No.	Puntos en estudio	Puntos críticos*	% de puntos críticos	Valor máximo	Punto/Combinación en Valor Máximo
1	38	0	0%	0.5%	17: 1.2D+1.0Sy+1.0L10
2	71	0	0%	0.9%	69: 1.2D+1.0Sy+1.0L10-1
3	46	0	0%	1.0%	9: 1.2D+1.0Sy+1.0L10-2
4	4	0	0%	0.5%	132: 1.2D+1.0Sx+1.0L10-1

*Puntos críticos: Número de puntos con deriva superior al valor límite establecido.

Tabla 27. Derivas reforzamiento estructural NSR10

³⁸ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 - Sección A.6.4 – Límites de la deriva.

Análisis de refuerzos NSR10: De acuerdo a la información obtenida de los planos y los valores de diseño según los parámetros de NSR10 para acero de refuerzo, se muestra que:

Refuerzo longitudinal en vigas:

- En el nivel 4.65, de las 123 vigas, **11** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en los nudos.
- En el nivel 4.65, de las 123 vigas, **15** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en los nudos.
- En el nivel 4.65, de las 123 vigas, **3** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en el centro.
- En el nivel 4.65, de las 123 vigas, **24** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en el centro.
- En el nivel 7.65, de las 112 vigas, **19** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en los nudos.
- En el nivel 7.65, de las 112 vigas, **9** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en los nudos.
- En el nivel 7.65, de las 112 vigas, **1** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en el centro.
- En el nivel 7.65, de las 112 vigas, **27** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en el centro.
- En el nivel 10.95, de las 97 vigas, **2** no tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en los nudos.
- En el nivel 10.95, de las 97 vigas, **2** no tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en los nudos.
- En el nivel 10.95, las 97 vigas tienen el refuerzo longitudinal superior necesario en el centro.
- En el nivel 10.95, las 97 vigas tienen el refuerzo longitudinal inferior necesario en el centro.

Los anteriores valores están resumidos en la siguiente tabla 28.

NIVEL	Total vigas	Refuerzo Superior Nudos		Refuerzo Inferior Nudos		Refuerzo Superior Centro		Refuerzo Inferior Centro	
		Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%
N+ 4.65	123	11	9%	15	12%	3	2%	24	20%
N+ 7.65	112	19	17%	9	8%	1	1%	27	24%
N+10.95	97	2	2%	2	2%	0	0%	0	0%

Tabla 28. Vigas con refuerzo longitudinal insuficiente según NSR10

Refuerzo transversal en vigas:

- En el nivel 4.65, de las 123 vigas, **34** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en los nudos.
- En el nivel 4.65, en **7** de las 123 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en los nudos.
- En el nivel 4.65, de las 123 vigas, **14** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el nivel 4.65, en **7** de las 123 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en el centro.
- En el nivel 7.65, de las 112 vigas, **31** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en los nudos.
- En el nivel 7.65, en **7** de las 112 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en los nudos.
- En el nivel 7.65, de las 112 vigas, **7** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el nivel 7.65, en **7** de las 112 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en el centro.
- En el nivel 10.95, de las 97 vigas, **4** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en los nudos.
- En el nivel 10.95, en **4** de las 97 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en los nudos.
- En el nivel 10.95, en **4** de las 97 vigas, la sección requerida para el refuerzo transversal necesario es insuficiente en el centro.

Los anteriores valores están resumidos en la siguiente tabla 29.

NIVEL	Total vigas	Espaciamiento Nudos		Sección requerida Nudos (O/S)		Espaciamiento Centro		Sección requerida Centro (O/S)	
		Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%	Cantidad	%
N+ 4.65	123	34	28%	7	6%	14	11	7	6%
N+ 7.65	112	31	28%	7	6%	7	6%	7	6%
N+10.95	97	4	4%	4	4%	-	0%	4	4%

Tabla 29. Vigas con espaciamiento para refuerzo transversal y sección requerida insuficiente

Refuerzo longitudinal en columnas:

- En el pórtico A, de las 27 columnas, **15** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.

- En el pórtico B, de las 31 columnas, **8** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico B', las 11 columnas tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico C, de las 36 columnas, **7** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.
- En el pórtico D, de las 27 columnas, **15** no tienen el refuerzo longitudinal necesario.

Los anteriores valores están resumidos en la siguiente tabla 30.

PÓRTICO	Total columnas	Refuerzo necesario		Sección requerida (O/S)	
		Cantidad	%	Cantidad	%
A	27	15	56%	-	0%
B	31	8	26%	-	0%
B'	11	-	0%	-	0%
C	36	7	19%	-	0%
D	27	15	71%	-	0%

Tabla 30. Columnas con refuerzo longitudinal y sección requerida insuficiente

Refuerzo transversal en columnas:

- En el pórtico A, las 27 columnas tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico A, de las 27 columnas, **27** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico B, de las 31 columnas, **1** no tiene el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico B, de las 31 columnas, **31** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico B', las 11 columnas tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico B', de las 11 columnas, **11** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.
- En el pórtico C, de las 36 columnas, **1** no tiene el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico C, de las 36 columnas, **36** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.

- En el pórtico D, las 27 columnas tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en la zona de confinamiento.
- En el pórtico D, de las 27 columnas, **27** no tienen el espaciamiento para refuerzo transversal necesario en el centro.

Los anteriores valores están resumidos en la siguiente tabla 31.

PÓRTICO	Total columnas	Espaciamiento zona confinamiento		Espaciamiento centro	
		Cantidad	%	Cantidad	%
A	27	-	0%	27	100%
B	31	1	3%	31	100%
B'	11	-	0%	11	100%
C	36	1	3%	36	100%
D	27	-	0%	27	100%

Tabla 31. Columnas con espaciamiento para refuerzo transversal insuficiente

Reforzamiento tradicional: En las columnas que incrementaron sus dos lados de la sección transversal, se realizó la adición de acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal. En aquellas columnas que solamente se incrementó un lado de la sección, se adicionaron barras de acero para el refuerzo longitudinal y materiales compuestos FRP para el refuerzo transversal.

En la Figura 18 se observa el incremento de sección de las columnas existentes.

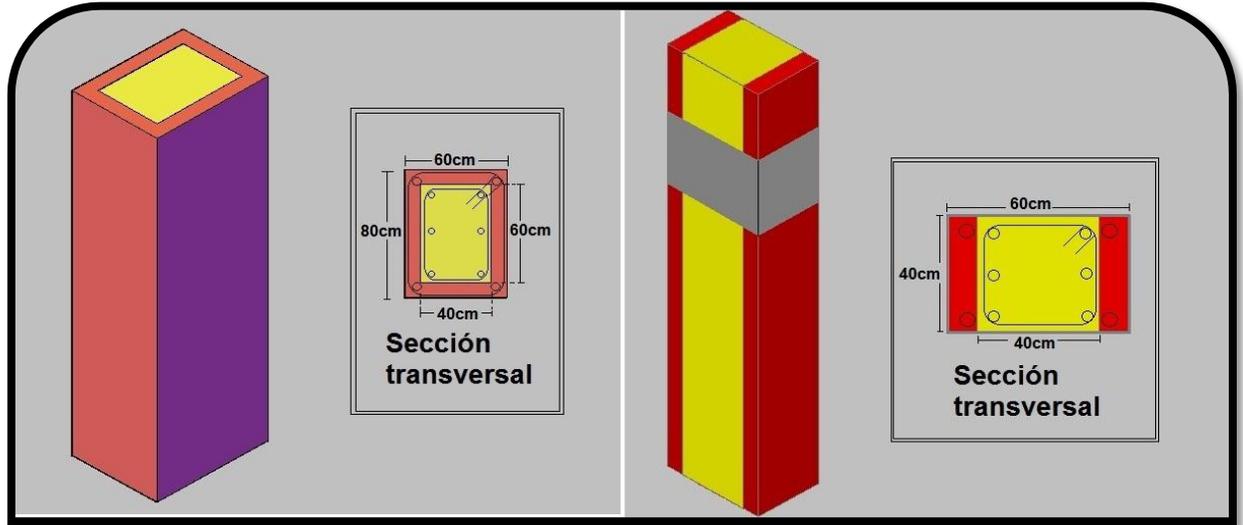


Figura 18. Incremento sección transversal e incremento de un solo lado de la sección (Detalle reforzamiento tradicional y FRP)

Los empalmes de las barras se deben hacer fuera de las zonas de confinamiento existentes (100cm) y en ningún caso traslapar más del 50% del número total de las varillas en un solo punto, además los requisitos para el traslapo del refuerzo deben ser de acuerdo al Título C de la NSR10³⁹

Reforzamiento con materiales compuestos FRP: Para las vigas con carencia de refuerzo y para las columnas sin incremento en ambos lados de la sección para refuerzo transversal tradicional, se realizó el diseño con materiales FRP.

Las Figuras 19 y 20, muestran las platinas Sika Carbodur y los tejidos Sika Wrap usados en los diseños de reforzamiento.

³⁹ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10. Capítulo C12 – Longitud de desarrollo y empalmes de refuerzo.



Figura 19. Tejido Sika Wrap



Figura 20. Platina Sika Carbodur

Refuerzo longitudinal: La evaluación y el diseño del refuerzo longitudinal, en vigas y columnas se realizó con platinas Sika Carbodur, las cuales se adhieren al concreto (previa limpieza del mismo), con el adhesivo Sikadur 30 (ver anexo 3.6). Para las vigas, el refuerzo se ubica en la cara requerida, en la totalidad del tramo evaluado; en el caso de las columnas las platinas se ubican en las cuatro caras del elemento, a lo largo de toda su luz libre.

Un ejemplo de materiales, procedimientos e indicaciones especiales en la colocación de platinas FRP, se puede observar en el Anexo 3.7 – Video instalación Sika Carbodur).

La descripción gráfica de la disposición de las platinas Sika Carbodur se muestra en la Figura 21:



Figura 21. Instalación Sika Carbodur

Los cálculos y resultados del reforzamiento longitudinal con platinas FRP, se puede observar en el anexo 1.10 – Refuerzos – reforzamiento tradicional. Archivo Excel.

Refuerzo transversal: Se realizó la evaluación y el diseño del refuerzo transversal con tejido Sika Wrap, el cual se adhiere, en el número de capas determinadas, con la resina Sikadur 330 (ver anexo 3.8), de la siguiente forma:

- En columnas se diseñó con el tejido envolviendo por completo al elemento, en las capas requeridas por los cálculos y con un traslapo de 12cm, (este se debe intercalar en las caras de la columna, entre franja y franja de tejido).

En el anexo 3.9 – Video instalación Sika Wrap, se puede observar los procedimientos para el uso del tejido FRP.

En la Figura 22, se observa el proceso de aplicación del tejido Sika Wrap.



Figura 22. Aplicación tejido Sika Wrap

En vigas, para evitar romper la losa y suspender el servicio de la edificación, así como para no incrementar costos de intervención, se diseñó el tejido Sika Wrap dispuesto en “U”, este sistema es equivalente a envolver todo el elemento, siempre y cuando se ancle en sus extremos para evitar desprendimientos, por medio de una platina metálica con pernos o con el sistema de anclaje SikaHex FibrAnchors, (Ver anexo 3.10 – Especificaciones generales de instalación y control de calidad Sika Carbodur).

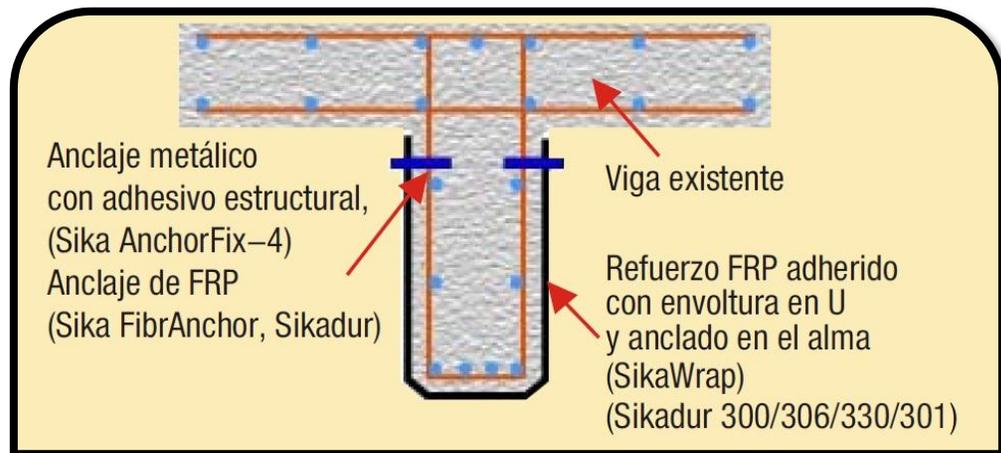


Figura 23. Anclaje Sika Wrap

Los cálculos y resultados del reforzamiento transversal con tejidos Sika Wrap, se pueden revisar en el anexo 1.10.

2.2.5 Conclusiones Fase 2 Reforzamiento estructural:

- Derivas

En los Pisos 1, 2, 3 y 4 todos los puntos en estudio cumplen con los requisitos mínimos para derivas establecidos en la NSR10.

Los valores de deriva que excedían los límites establecidos por la NSR10, fueron controlados con incremento de sección en columnas y los sobre esfuerzos que permanecían, se resolvieron con el uso de materiales FRP.

Al reducir las irregularidades geométricas en la edificación, se permite mejorar su capacidad de disipación de energía y evitar incrementos en los costos de su intervención.

El uso concienzudo de materiales FRP, permite facilitar y agilizar la intervención estructural, disminuyendo costos e inconvenientes inherentes a su bajo peso y su fácil instalación evita engorrosos rompimientos en la losa del edificio.

Por requerir los materiales FRP, un análisis especial para su aplicación, es necesario que siempre se cuente con el criterio de un ingeniero diseñador, que garantice el óptimo diseño y las condiciones de servicio adecuadas, después de la intervención.

Es esencial contar con la mano de obra idónea para la incorporación de los materiales FRP, ya que gran parte de su éxito, depende de la calidad de su aplicación.

2.3 PROPUESTA DE PATOLOGÍA ESTRUCTURAL

2.3.1 Generalidades y antecedentes:

Historia: El bloque de la biblioteca “*Alberto Quijano Guerrero*”, fue concebido dentro del primer Plan de Desarrollo que tuvo la Universidad de Nariño, bajo la administración del Dr. Milciades Chavez Chamorro, gracias al diseño encargado al arquitecto Álvaro Rivera Realpe y con los cálculos estructurales del reconocido Ingeniero pastuso José Vicente Vinuesa. Los cálculos y planos definitivos se establecieron en el año de 1981, proyectando entonces un edificio de tres niveles, incluido un auditorio en el costado derecho de su fachada, el cual en la construcción definitiva no se tuvo en cuenta.

Con la aprobación y entrada en vigencia del Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (CCCSR84), emanado por el Gobierno

Nacional mediante el decreto 1400 de Abril de 1984, se hizo necesario revisar los diseños y cálculos del bloque, teniendo en cuenta los nuevos parámetros sísmo resistentes, que regían en el país en esa época. Es por esto que cuatro años después, en 1988, la entonces Facultad de Ingeniería Civil mediante el trabajo de grado de los estudiantes Efrén Buenaventura Bastidas Unigarro y Jorge Luis Cabrera Guerrero, denominado “Diseño Estructural Biblioteca Universidad de Nariño”, dirigido por el Ingeniero Manuel Contreras Mesa, revisan y rediseñan los cálculos estructurales para este bloque, dando como resultado, nuevas secciones y refuerzos en los elementos estructurales.

La construcción de la estructura se comenzó a finales de la década de los ochenta, en el año de 1989, bajo la dirección del Ingeniero Civil Guillermo Rondón, pero no se pudo terminar por distintas razones de tipo sociales y económicas, hasta aproximadamente seis años después. Bajo la administración del Dr. Justino Revelo, se continuaron las obras encargadas al Arquitecto Rafael Portilla, pero debido a inconvenientes y procesos administrativos, la obra se vio nuevamente suspendida, y fue terminada a mediados de la década de los noventa directamente por la administración de la Universidad, bajo el periodo del entonces Rector Guillermo Narváez Ramírez.

Morfología – Área: La edificación es una estructura aporricada de tres niveles, diseñada con un área aproximada de 3740m², cuenta con losas aligeradas construidas en una dirección y con una cimentación de zapatas corridas en cuatro ejes principales, unidos por diez ejes de arriostramiento. En términos generales tiene una forma regular tanto en planta como en altura.

Descripción de espacios, materiales, arquitectura, conformación estructural: Actualmente el edificio cuenta con aulas de informática y oficinas, con una capacidad máxima aproximada de 190 personas sentadas en el primer piso, sala de lectura y zona de libros con una capacidad máxima aproximada de 270 personas sentadas en el segundo y tercer piso y una terraza a dos aguas en su cubierta.

Los materiales de construcción usados son:

- ✓ Concreto de $f'c = 3000$ psi.
- ✓ Varillas de acero de $Fy=60000$ psi para diámetros de 1/2” y mayores, y $Fy=37000$ psi para diámetros de 3/8”.
- ✓ Fachada con placas de Piedra Bogotana.
- ✓ Pisos de baldosa.

Comportamiento estructural: La estructura que soporta la edificación, son cuatro pórticos cargueros principales, unidos mediante diez pórticos de arriostramiento perpendiculares, sobre un sistema de cimentación continua en forma de T invertida y diez pórticos perpendiculares de arriostramiento, para garantizar un

óptimo funcionamiento ante la posibilidad de asentamientos diferenciales. Columnas y vigas rectangulares, mampostería de fachada e interna. La losa es aligerada, con un espesor promedio de 0.5m, y casetones de guadua, para el aligeramiento.

Intervenciones y remodelaciones: Aparte de las intervenciones periódicas de mantenimiento, no existe ningún registro de que la estructura haya requerido y se haya sometido a trabajos durante su vida de servicio. Igualmente no ha sufrido ninguna remodelación en su parte estructural desde su construcción.

Calidad del diseño y construcción de la estructura original: Tanto los cálculos estructurales del Ingeniero José Vicente Vinueza, como de los estudiantes Efrén Buenaventura y Jorge Luis Cabrera, demuestran coherencias en términos de análisis y diseño estructural, acorde a las normativas de la época respectiva, y a pesar de los inconvenientes en la puesta en obra de la estructura, se observa que esta tuvo buenos niveles de calidad en sus procesos. Lo que ha garantizado que su estado actual sea adecuado, salvo pequeños aspectos patológicos que serán tratados en el desarrollo del presente documento.

Interés por conservación de la edificación: La Universidad de Nariño hizo un gran esfuerzo económico para la ejecución de las labores de construcción del bloque de la Biblioteca. Para tener una idea de los costos, según el presupuesto presentado por la empresa Hugo Cardoso y Compañía Ltda., se requerían de \$48'913.000.00 a precios de 1985 (ver anexo 1.11 – Presupuesto Biblioteca central 1985); y después de muchos años de múltiples inconvenientes y suspensiones, la construcción se llevó a feliz término, para el servicio sin interrupciones desde entonces para la comunidad universitaria y en general de la región, en pro del desarrollo y la academia. Es por esto que debe existir el interés de la Universidad en intervenir y actualizar estructuralmente la edificación, para conservar este inmueble en condiciones óptimas, prolongar su vida útil y proveer a la comunidad universitaria de una edificación segura en el eventual caso de un evento de tipo sísmico o volcánico.

Probabilidad de falla: Debido a la fecha de diseño y construcción de la edificación, existe una probabilidad de desastre en caso de un evento sísmico, teniendo en cuenta las consideraciones y exigencias de la normatividad para construcciones de esa época, y los avances en sismo resistencia y actualizaciones de exigencias del código de construcciones, expresados en la Norma Sismo Resistente NSR10.

Esta probabilidad se debe determinar según resultados de análisis estructurales de la edificación existente.

Vulnerabilidad: Las edificaciones construidas en una zona de amenaza sísmica alta, como la ciudad de San Juan de Pasto, presentan alta vulnerabilidad de

desastre ante eventos sísmicos. A pesar de que en las últimas dos décadas, Pasto no ha sufrido movimientos sísmicos de magnitud considerable, es imprescindible siempre tener en cuenta las consideraciones sismo resistentes, para mitigar las afectaciones en las construcciones.

Necesidad de espacios de atención a la comunidad universitaria: De acuerdo a la Ley 400, título X, artículo 54, se requiere de espacios de atención a la comunidad y edificaciones indispensables en caso de eventos sísmicos o volcánicos catastróficos. El bloque de la biblioteca por ser una estructura de ocupación especial localizada en zona de amenaza sísmica alta y albergar en un momento determinado un número importante de estudiantes y administrativos, se le debe evaluar su vulnerabilidad sísmica y además ser intervenida o reforzada para llevarla a un nivel de seguridad contra la amenaza sísmica o volcánica, equivalente al de una edificación nueva.

Justificación de la inversión de intervención: La importancia de la evaluación y consecuente reducción de la vulnerabilidad, está basada en la minimización de los costos de reparación que pueda ocasionar el potencial desastre, además del beneficio futuro de contar con una edificación segura, convirtiéndose en una inversión de gran rentabilidad en términos sociales, económicos y de políticas de calidad, asegurando la prestación de un servicio seguro y adecuado.

El riesgo sísmico o volcánico es consecuencia de la actividad de la naturaleza, fuera de nuestro alcance, sin embargo en la actualidad se cuenta con avances y capacidad para prever el comportamiento estructural de una edificación ante su manifestación.

2.3.2 Marco conceptual. Anteriormente se creía que era inevitable la destrucción o colapso de las edificaciones antiguas por acción de los eventos sísmicos. Después de los numerosos sismos sucedidos a nivel mundial a lo largo de las últimas décadas, se acepta que son factibles las edificaciones seguras (Conferencia Internacional sobre mitigación de desastres), después del sismo en Ciudad de México en 1985.

En Colombia la diferencia radical en conceptos de sismo resistencia, entre el código de 1984, y la norma de 1998 se basó en los estados en los cuales podían quedar estructuras afectadas por un movimiento sísmico, ya que en la última, se consideraba que la estructura no solo no debía colapsar, sino que debía garantizar su estabilidad, para evacuar a las personas que lo ocupaban, y además no requerir de demolición, sino de una rehabilitación posterior y puesta en servicio nuevamente, estas consideraciones siguen con igual validez en la nueva norma NSR10.

A partir de la Norma Colombiana de Sismo Resistencia de 1998, se establece “*Preservar la vida y los bienes*”, pueden fallar los acabados o los elementos no estructurales, pero la estructura en sí, debe garantizar la preservación de la vida de sus ocupantes y la rehabilitación de la estructura.

Los sismos de magnitud 6.2 y 5.8 que sucedieron en el eje cafetero colombiano en enero de 1999, causaron la muerte de 1185 personas, heridas a 8523 más y daños graves en las ciudades de Armenia y Pereira, así como en 28 municipios en los departamentos de Quindío, Risaralda, Norte del Valle del Cauca, Tolima y Caldas. Estos sismos se originaron en uno de los ramales del sistema de falla Romeral y sus efectos se consideran los más graves que ha sufrido el país a causa de terremotos en tiempos modernos. Para ese momento ya existían normas de construcción sismo resistentes en el país. De manera general se observó que la mayoría de edificaciones diseñadas y construidas con base en los requerimientos sísmicos dados por las normas utilizadas presentaron un buen comportamiento frente a las sollicitaciones sísmicas y que los daños se concentraron en edificaciones construidas antes de la existencia de dichas normas.

2.3.3 Análisis y modelación estructural:

Recuperación de la información existente de la biblioteca, (estructural y arquitectónica): En el desarrollo de este proyecto se adelantó la recopilación de información existente, con relación a los diseños y construcción de la edificación, así como información oral de docentes y personas vinculadas con la Universidad de Nariño, desde la fecha de referencia de diseño del bloque, mediante entrevistas y visitas.

Verificación de la arquitectura y estructura actual: Se adelantaron periódicas visitas al bloque, con la intención de corroborar información contenida en los planos y memorias de cálculos, mediante el uso de aparatos no destructivos como el detector de refuerzo, además para determinar problemas de patología, y recopilación de datos pertinentes.

El uso del detector de refuerzo se detalla en la Figura 24.

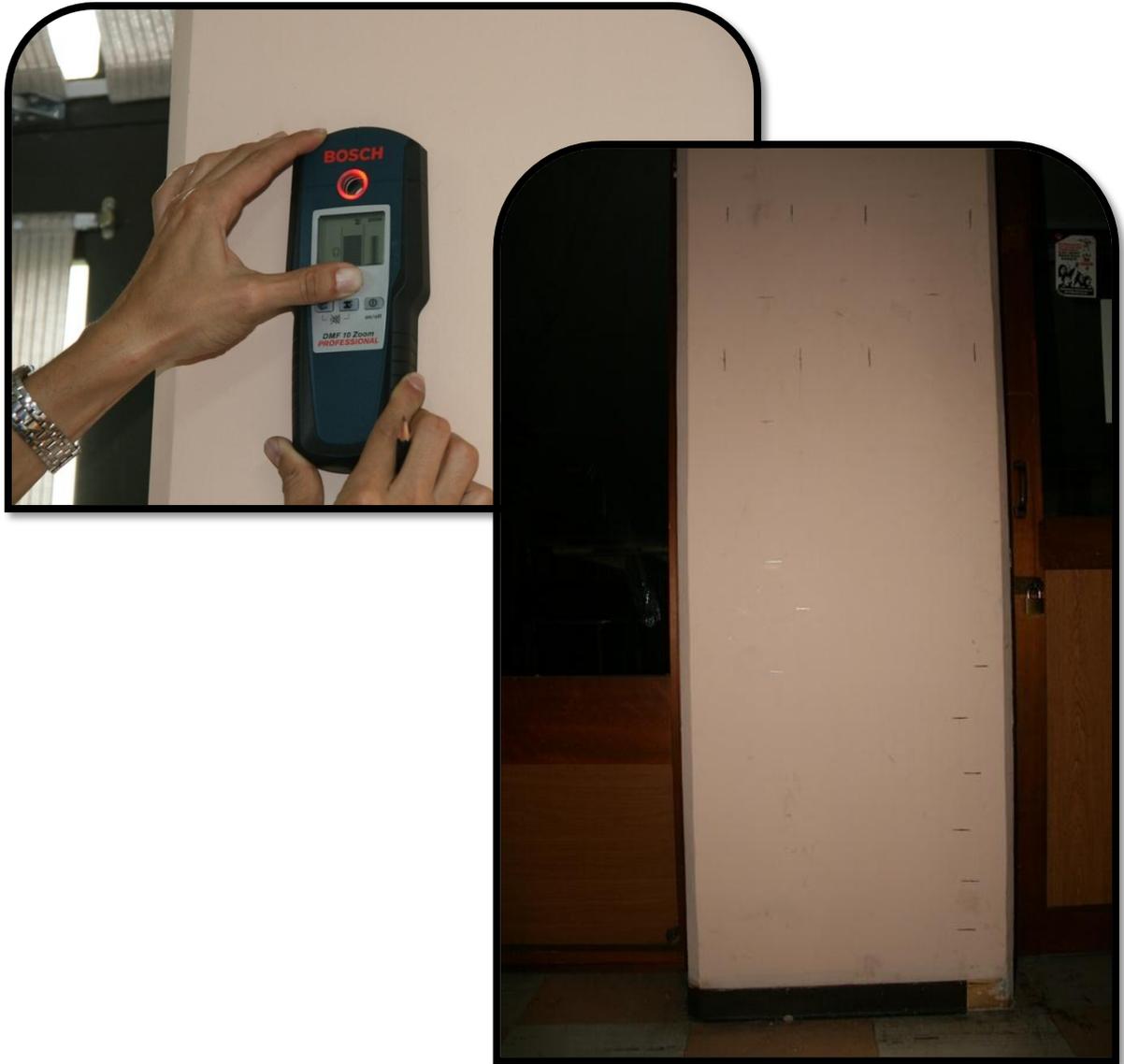


Figura 24. Detección de acero de refuerzo

Registros fotográficos: Desde el inicio del proyecto de investigación, se llevó un seguimiento mediante fotografías y videos, que ayuden a la obtención y confirmación de información sobre aspectos estructurales y arquitectónicos, así como de la distribución y uso de espacios en su interior.

(ver anexo 6.10 – Registro fotográfico)

Levantamiento estructural y arquitectónico: Basado en las memorias de cálculo existentes, en los planos y en visitas a la edificación, se realizó la actualización de los levantamientos correspondientes.

Auscultación de la estructura y suelo de cimentación: Se requiere complementar y corroborar la información recopilada, mediante ensayos de tipo destructivo, como extracción de núcleos de concreto, para determinación de su resistencia, pH, carbonatación y eflorescencias, verificación del estado del acero de refuerzo, especialmente en cimentación, etc., y ensayos de tipo no destructivo, como el uso de equipos de detección del acero de refuerzo, pruebas de esclerometría. Adicionalmente, se debe llevar a cabo un estudio de suelos que nos permita determinar las condiciones geotécnicas propias de la zona de cimentación.

Se recomiendan los siguientes ensayos:

- Estudio de suelos, con 4 apiques de 1m², a 6m de profundidad, de acuerdo a lo establecido en el Título H de la NSR10⁴⁰
- Extracción de 12 núcleos de concreto en las columnas (4 por piso).
- Extracción de 6 núcleos de concreto en las vigas (2 por piso).
- Extracción de 2 núcleos de concreto en las zapatas.
- Rotura de núcleos de concreto para determinación de resistencia a la compresión
- Uso del esclerómetro en los núcleos, para su calibración y extrapolación de los datos tomados en el resto de elementos estructurales.
- Determinación del pH del concreto.
- Evaluación del estado de carbonatación del concreto, mediante el uso de fenolftaleína.

Valoración patológica: Mediante la colaboración de profesionales en esta área, se llevaron a cabo valoraciones para determinar posibles áreas que requieran un estudio más detallado y complejo. Se evaluaron varias situaciones del estado de la estructura y sus materiales, las cuales se pueden observar de manera detallada en el anexo 1.12 – Valoración patológica. A continuación, se resumen algunas de ellas.

Se descartó, gracias a seguimiento, la actividad de una fisura en el primer piso, situación que fue informada por una funcionaria de la Universidad que labora en esta sección del edificio. En las Figuras 25 y 26, se observa el estado de la fisura al inicio del periodo del seguimiento y las condiciones cuatro semanas después.

⁴⁰ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10.Sección H.3.2.3 – Número mínimo de sondeos.



Figura 25. Inicio seguimiento fisura

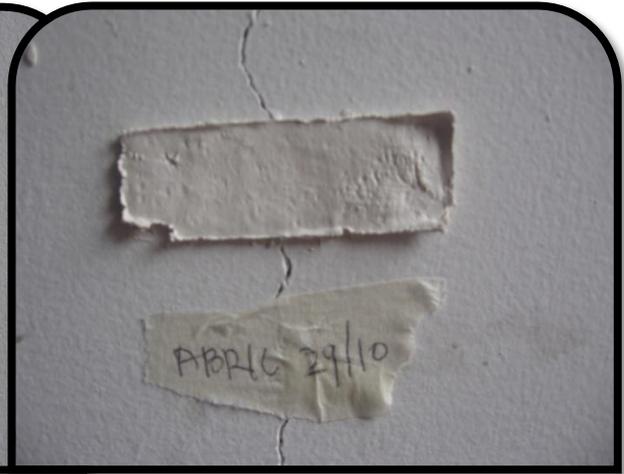


Figura 26. Finalización seguimiento

Se recomienda enfáticamente, hacer evaluación patológica del estado del refuerzo en las vigas del nivel N+10.95, debido a que muchas de ellas tienen las barras de refuerzo expuestas en su parte inferior, unas debido a hormigueros formados en la fundición del concreto y otras provocadas por la mala instalación de la estructura de aluminio del cielo raso de las salas de lectura, en las Figuras 27 a 29, se detallan algunas fotografías de la situación.



Figura 27. Detalle refuerzo expuesto viga N+10.95

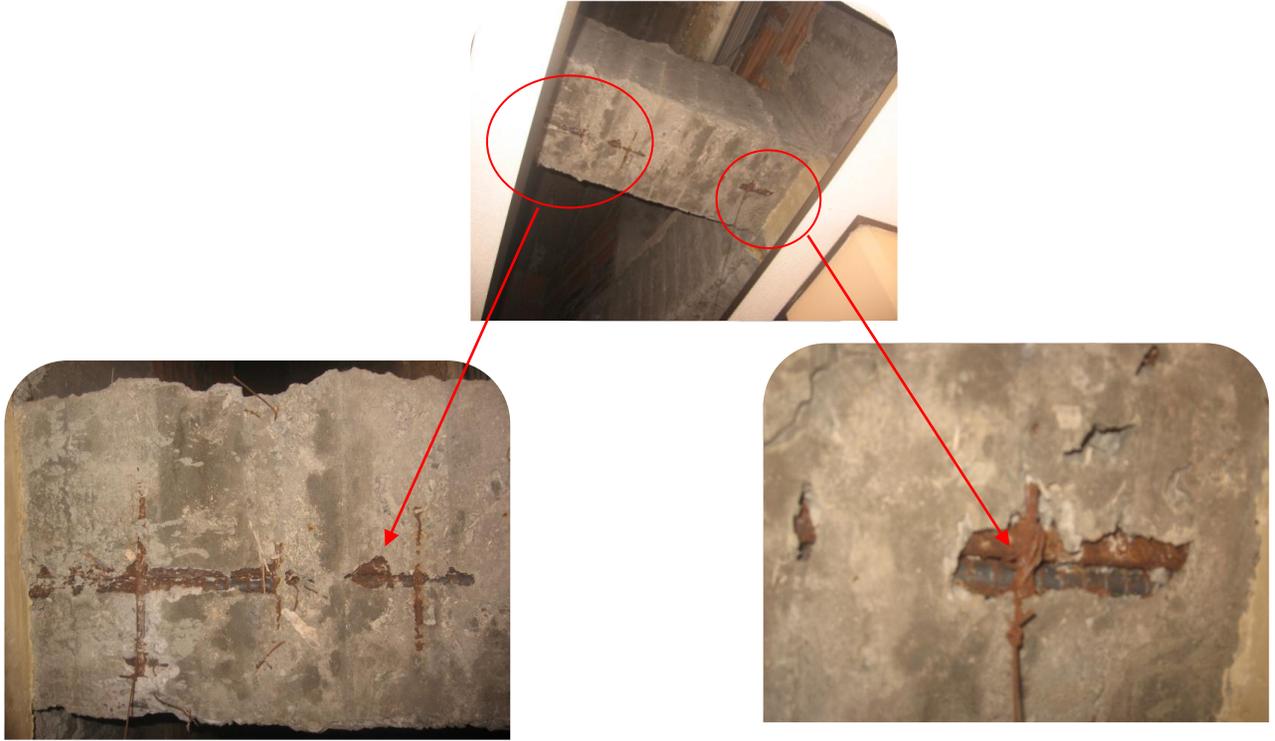


Figura 28. Detalles refuerzo expuesto viga N+10.95



Figura 29. Detalles refuerzo expuesto viga N+10.95

Otra situación que requiere estudio detallado, es la que se presenta en algunos muros del tercer piso, que posiblemente por problemas de filtración, evidencian humedades y eflorescencias de cúmulos de sales, que corroen los ladrillos, el estuco y la pintura, generando mal aspecto y deterioro en la integridad de las paredes.

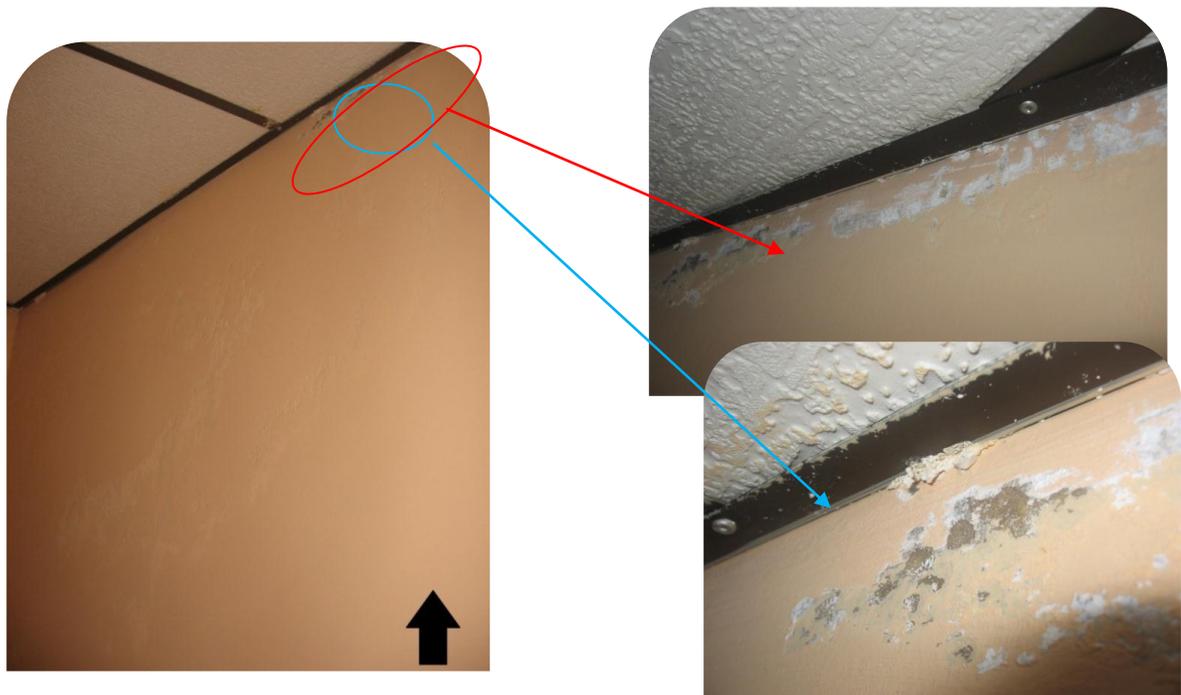


Figura 30. Humedades muros tercer piso

2.4 EVALUACIÓN DE RESISTENCIA EN MIRAS AL ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO

La situación frente al *riesgo*, en que se encuentra un individuo o una comunidad, está directamente ligada a la *amenaza* que les afecta y al estado de *vulnerabilidad* en que se encuentren. Este último concepto, está determinado por dos factores intrínsecos, que son la *exposición* al fenómeno y su *resistencia* ante él.

En la mayoría de los casos de evaluación de riesgo sísmico, la exposición al fenómeno físico es prácticamente invariable, ya que la actividad sísmica en nuestro país implica que más del 85% del territorio se encuentra en zona de amenaza sísmica intermedia y alta, que no solamente depende del grado de amenaza sísmica sino también del grado de vulnerabilidad que en general tienen las edificaciones en cada sitio; por lo que la evaluación y aumento en la resistencia, implica de manera proporcional disminución de su vulnerabilidad.

Una forma aproximada de determinar la resistencia estructural, es evaluar la rigidez de la edificación por medio de la modelación de una carga de prueba; ya que es a partir de la rigidez que se diseña el acero de refuerzo faltante, tanto en la estructura original, como en la propuesta de reforzamiento.

Para este proyecto, se modelaron tanto la estructura actual como la propuesta de reforzamiento con incremento de sección en las columnas, aplicando dos cargas no simultáneas de 1000kN (una en cada sentido x e y), en el nudo 1D en el nivel N+10.95. Los valores de rigidez, se calcularon a partir de los resultados de desplazamientos medidos en el nudo 9A en el nivel N+10.95.

(ver anexo 5.5 – Evaluación de rigidez. Archivo SAP 2000).

2.4.1 Análisis de resultados. De acuerdo a los valores de desplazamientos encontrados, la rigidez (K) de la edificación, se incrementó hasta en un 37%, de la siguiente forma: (Ver tabla 32-34)

(ver anexo 5.5 – Evaluación de rigidez. Archivo Excel).

Rigidez estructura original

Nudo	Carga		Fuerza aplicada	Ux	Uy	Kx (rigidez)	Ky (rigidez)
			kN	cm	cm	(kN/cm)	(kN/cm)
180	prueba y	LinStatic	1000	0.383916	-0.22548	2605	4435
180	prueba x	LinStatic	1000	-0.08078	0.321564	12379	3110

Tabla 32. Rigidez estructura original

Rigidez propuesta de reforzamiento

Nudo	Carga		Fuerza aplicada	Ux	Uy	Kx (rigidez)	Ky (rigidez)
			kN	cm	cm	(kN/cm)	(kN/cm)
180	prueba y	LinStatic	1000	0.345128	-0.19080	2897	5241
180	prueba x	LinStatic	1000	-0.05912	0.28679	16915	3487

Tabla 33. Rigidez propuesta de reforzamiento

Aumento Rigidez

Carga	X	Y
prueba y	11%	18%
prueba x	37%	12%

Tabla 34. Aumento de rigidez

3. CONCLUSIONES

La resistencia de una edificación en función de su rigidez, está directamente relacionada con la determinación de la vulnerabilidad.

El incremento de sección en las columnas de la propuesta de reforzamiento, logró aumentar la rigidez de la edificación hasta en un 37% en el sentido X y hasta en un 18% en el sentido Y.

De acuerdo al incremento de rigidez del 37%, es posible concluir que la propuesta de reforzamiento disminuye la vulnerabilidad existente a $1/(1+0.37) = 0.73$, lo que es equivalente a una reducción de la vulnerabilidad en un 27%, valor que es inherente a una reducción del riesgo.

4. RECOMENDACIONES

Evaluar el estado actual de los materiales de construcción del edificio, (concreto, acero de refuerzo, etc), teniendo en cuenta el estado actual y las situaciones especiales presentadas en la propuesta de patología.

Sustituir las tapas de concreto de los aireadores de la cubierta, así como los vidrios de las marquesinas de las escaleras, por un material más liviano como lo es el policarbonato, reduciendo así cargas en la estructura y brindando seguridad a los ocupantes en caso de una evacuación.

Unir con una viga corona de amarre, las cuatro columnas de las escaleras en la cubierta en el nivel N+14.05.

Corregir la forma de asegurar la estructura de aluminio del cielo raso del nivel N+10.95.

Revisar el estado del refuerzo de las vigas expuestas en el nivel N+10.95.

Habilitar la entrada y salida lateral del edificio (costado izquierdo), ya que los accesos en la actualidad no permiten una rápida evacuación de los usuarios en caso de una emergencia. (Ver anexo 1.13 - Zonas de evacuación).

Revisar y rediseñar las vigas que tienen refuerzo longitudinal existente insuficiente y presentan fisuras que se evidencian en la fachada.

Revisar y rediseñar las vigas para las cuales según el análisis estructural, presentan sección insuficiente (*Over Section – O/S*).

Revisar la configuración de apoyo de las escaleras de acceso de los trabajadores, ya que actualmente aparentemente estas se apoyan en los muros adyacentes.

Revisar y analizar las viguetas que están amarrando las escaleras de acceso de los trabajadores, ya que debido a su sección, podrían desprenderse y carecer de funcionalidad en una posible emergencia por sismo.

Revisar la condición de apoyo de la cercha metálica de la cubierta, debido a un posible volcamiento de los muros que la sostienen en caso de un movimiento en sentido perpendicular a la cercha.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Asociación colombiana de ingeniería sísmica AIS, 1984. *Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes CCCSR 84 – Decreto 1400 de 1984*. Santa Fe de Bogotá, Colombia.

Asociación colombiana de ingeniería sísmica AIS, *Estudio general de amenaza sísmica de Colombia 2009*. Santa Fe de Bogotá, Colombia.

Bachmann, Hugo. 2003. *Seismic conceptual design of buildings – basic principles for engineers, architects, buildings owners and authorities*. Swiss federal office for water and geology (FOWG). Swiss agency for development and cooperation (SDC). Suiza.

Chaves Chamorro, Milciades. 1983. *Desarrollo de Nariño y su Universidad*. Ediciones Tercer Mundo, Santa Fe de Bogotá, Colombia.

Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, 1998. *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente Colombiana NSR 98 – Ley 400 de 1997*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Santa Fe de Bogotá, Colombia.

Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, 2007. *Manual sobre Sismo Resistencia*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Santa Fé de Bogotá, Colombia.

Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, 2010. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR 10 – Decreto 926 de 2010*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Santa Fe de Bogotá, Colombia.

García, Luis. 1998. *Dinámica Estructural aplicada al Diseño Sísmico*. Universidad de los Andes, Santa Fe de Bogotá, Colombia.

Maraboto, Luis Esteva. 1984. *Curso sobre riesgo sísmico*. Universidad Nacional de Colombia, Santa Fe de Bogotá, Colombia.

Pantigoso Loza, Henry. 2006. *Modelamiento de Estructuras con SAP 2000 v.10*. Primera Edición. Grupo Editorial Megabyte, Lima, Perú.

Sástoque Cotes, Manuel Alejandro y Serna García, Juan Carlos. 1994. *Vulnerabilidad frente a acciones sísmicas de las edificaciones de la ciudad universitaria*. Trabajo de Grado. Universidad Nacional de Colombia, Santa Fe de Bogotá, Colombia.

Schmelkes, Corina. 2004. *Manual para la presentación de anteproyectos e informes de investigación (Tesis)*. Segunda edición. Oxford University Press, México.

Tamayo y Tamayo, Mario. 1980. *Metodología formal de la investigación científica*. Segunda impresión. Limusa. DF, México.

ANEXOS

1. Generales

- 1.1 Plano general Plan de Desarrollo Universidad de Nariño 1981 – A1
- 1.2 Modelo 3D arquitectónico - actual
- 1.3 Modelo 3D estructural - actual
- 1.4 Cálculos normas Fase 1 (CCCSR84 – NSR98 – NSR10)
- 1.5 Espectros de diseño (CCCSR84 – NSR98 – NSR10)
- 1.6 Teoría de vigas de Euler-Bernoulli
- 1.7 Demostración de desplazamientos
- 1.8 Modelo 3D arquitectónico – reforzamiento estructural
- 1.9 Modelo 3D estructural – reforzamiento estructural
- 1.10 Refuerzos – reforzamiento estructural
- 1.11 Presupuesto bloque biblioteca central 1985
- 1.12 Valoración patológica
- 1.13 Zonas de evacuación

2 Planos

- 2.1 Planos Plan de Desarrollo Universidad de Nariño 1981 y diseño arquitectónico y estructural del bloque biblioteca central
- 2.2 Planos rediseño bloque biblioteca central
- 2.3 Planos levantamiento arquitectónico – actual
- 2.4 Planos levantamiento estructural – actual
- 2.5 Planos levantamiento arquitectónico – fase 2 reforzamiento estructural
- 2.6 Planos levantamiento estructural – fase 2 reforzamiento estructural

3 Información técnica – catálogos

- 3.1 Ficha técnica – Canaleta 90 Eternit
- 3.2 Catálogo Alfa – Piedra muñeca
- 3.3 Ángulos acero A-36
- 3.4 Read me. SAP 2000
- 3.5 Ficha técnica – Policarbonato Inacril
- 3.6 Ficha técnica - Sikadur 30
- 3.7 Video instalación Sika Carbodur
- 3.8 Ficha técnica – Sikadur 330
- 3.9 Video instalación Sika Wrap
- 3.10 Especificaciones generales de instalación y control de calidad Sika Carbodur

4 Evaluación de cargas

- 4.1 Evaluación de cargas – Fase 1
- 4.2 Tipificación de nervios nivel N+4.65

- 4.3 Tipificación de nervios nivel N+7.65
- 4.4 Tipificación de nervios nivel N+10.95
- 4.5 Losa Cubierta. Archivo SAP 2000
- 4.6 Evaluación de cargas – Fase 2 Cambio de uso
- 4.7 Evaluación de cargas – Fase 2 Reforzamiento estructural

- 5 Modelación estructural
 - 5.1 Alternación de carga viva
 - 5.2 Estudio de suelos bloque de Aulas y Tecnología sede Torobajo Universidad de Nariño
 - 5.3 Comprobación de Momentos – Vigas diagonales
 - 5.4 Programas Sika FRP. Archivos Excel
 - 5.5 Evaluación de rigidez.
 - 5.6 Derivas Fase 1.
 - 5.7 Derivas Fase 2 – Cambio de uso
 - 5.8 Derivas Fase 2 – Reforzamiento estructural
 - 5.9 Refuerzos Fase 1
 - 5.10 Esfuerzos cimentación

- 6 Imágenes
 - 6.1 Plantas e isometrías escaleras
 - 6.2 Labels elementos estructurales – Biblioteca
 - 6.3 Nudos críticos Fase 1
 - 6.4 Lámina policarbonato compacto, aireadores cubierta
 - 6.5 Lámina policarbonato compacto, marquesina cubierta
 - 6.6 Vigas corona de amarre en columnas cubierta
 - 6.7 Labels elementos estructurales – Biblioteca cambio de uso
 - 6.8 Nudos críticos Fase 2
 - 6.9 Labels elementos estructurales – Biblioteca reforzamiento estructural
 - 6.10 Registro fotográfico

- 7 SAP 2000
 - 7.1 Fase 1
 - 7.2 Fase 2 – Cambio de uso
 - 7.3 Fase 2 – Reforzamiento estructural