

**ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SISMICA Y REFORZAMIENTO
ESTRUCTURAL EDIFICIO SEDE GUATIGUARA DE LA UNIVERSIDAD
INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**ROGELIO ALFARO MEDINA
SERGIO ALFREDO JEREZ TELLEZ**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD FÍSICOMECHANICAS
ESCUELA INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2015

**ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SISMICA Y REFORZAMIENTO
ESTRUCTURAL EDIFICIOSEDE GUATIGUARA DE LA UNIVERSIDAD
INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**ROGELIO ALFARO MEDINA Cod. 2148814
SERGIO ALFREDO JEREZ TELLEZ**

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar por el título de
Especialista en estructuras**

**Director:
Ph.D., Alvaro Viviescas**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD FÍSICOMECHANICAS
ESCUELA INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2015

AGRADECIMIENTOS

A nuestro director **Ph.D. Ing. Alvaro Viviescas** por su apoyo y direccionamiento durante el desarrollo de este proyecto.

A la Escuela de Ingeniería Civil por darnos la oportunidad y el acompañamiento necesario de poder concluir nuestros estudios de postgrado.

A nuestras familias por su apoyo incondicional para lograr el cumplimiento de esta nueva meta profesional.

CONTENIDO

INTRODUCCION.....	17
1. OBJETIVOS.....	18
1.1 OBJETIVO GENERAL.....	18
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
2. MARCO TEÓRICO.....	19
2.1 DEFINICIONES.....	19
2.1.1 Análisis de vulnerabilidad.....	21
2.2 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS UTILIZADOS.....	22
2.2.1 Procedimiento estático lineal (LSP).....	22
2.2.2 Procedimiento dinámico lineal (LDP).....	23
3. MATERIALES Y ESTADO ACTUAL DE LA ESTRUCTURA.....	25
3.1 EXPLORACIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	25
3.2 RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE SOBRE EL PROCESO CONSTRUCTIVO.....	28
3.3 EXPLORACION DE CIMIENTOS, ESTUDIOS DE SUELOS.....	33
3.4 MATERIALES EMPLEADOS EN MODELO ESTRUCTURAL.....	37
4. ANALISIS DE ESTADO ACTUAL DE LA ESTRUCTURA.....	40
4.1 MODELAMIENTO ELÁSTICO:.....	40
4.1.1 criterios de Modelación.....	42
4.1.2 Espectro de diseño, masa total, ajuste del cortante basal.....	44
4.1.3 Implementación de software en modelamiento elástico.....	47
4.2 INDICE DE SOBRE ESFUERZO.....	53
4.2.1 Índices de flexibilidad.....	69
4.2.2 Sistemas de reforzamiento.....	70
4.2.3 Selección sistema de reforzamiento.....	71
5. PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO.....	73

5.1 INDICES DE FLEXIBILIDAD DE ESTRUCTURA REFORZADA	80
6. CONCLUSIONES	82
BIBLIOGRAFIA.....	83
ANEXOS	84

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Bloque GIMBA.....	37
Tabla 2. Bloque de aulas.....	37
Tabla 3. Bloque de administración	37
Tabla 4. Índice de sobreesfuerzo en vigas	57
Tabla 5. Índices de sobreesfuerzo en columnas.....	58

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	<i>Vista general de estructura.</i>	25
Figura 2.	<i>Viguetas de placa.</i>	25
Figura 3.	<i>. Estado de muros piso 1.</i>	26
Figura 4.	<i>Sistema aporticado.</i>	26
Figura 5.	<i>. Fisuras en muros piso 2.</i>	26
Figura 6.	<i>Estados de los pisos</i>	27
Figura 7.	<i>Fisuras en muros piso 2.</i>	27
Figura 8.	<i>Fisuras en vértices de muros.</i>	27
Figura 9.	<i>Planta estructural de bloque administrativo.</i>	28
Figura 10.	<i>Despiece de vigas del bloque administrativo</i>	29
Figura 11.	<i>Despiece de vigas del bloque administrativa y escaleras.</i>	29
Figura 12.	<i>Planta estructural del bloque de Aulas</i>	30
Figura 13.	<i>Despieces de vigas de cubierta en el bloque de Aulas</i>	30
Figura 14.	<i>Despieces de vigas del bloque de Gimba.</i>	31
Figura 15.	<i>Despieces de vigas de cubierta en el bloque de Gimba.</i>	31
Figura 16.	<i>Planta arquitectónica del segundo piso en los bloques de Administración, Aulas y Gimba.</i>	32
Figura 17.	<i>Planta arquitectónica (Lo delimitado en color rojo) del Primer piso en los bloques de Administración, Aulas y Gimba.</i>	32
Figura 18.	<i>Planta de cimentación del bloque de administración.</i>	33
Figura 19.	Z1	34
Figura 20.	Z2.....	34
Figura 21.	<i>Modelo estructural.</i>	42
Figura 22.	Modelo estructural del edificio de administración.	47
Figura 23.	Nomenclatura de vigas y columnas.....	48
Figura 24.	Nomenclatura de vigas y columnas.....	48
Figura 25.	Nodos de cimentación del edificio de administración	49
Figura 26.	Modelo estructural del edificio de aulas	49
Figura 27.	Nomenclatura de vigas y columnas 1° piso.....	50

Figura 28.	Nomenclatura de vigas y columnas 2° piso.....	50
Figura 29.	Nodos de cimentación del edificio de aulas.	51
Figura 30.	Modelo estructural del edificio de Gimba	51
Figura 31.	Nomenclatura de vigas y columnas 1° piso.....	52
Figura 32.	Nomenclatura de vigas y columnas 2° piso.....	52
Figura 33.	Nodos de cimentación del edificio de Gimba.	53
Figura 34.	.Estructura existente - edificio de administración.	73
Figura 35.	Propuesta de reforzamiento - edificio de administración.....	73
Figura 36.	Planteamiento de reforzamiento en planta estructural	74
Figura 37.	Secciones reforzamiento - edificio de administración.....	74
Figura 38.	Después del reforzamiento - edificio de administracion.	75
Figura 39.	Estructura existente - edificio de aulas.....	75
Figura 40.	Propuesta de reforzamiento - edificio de aulas	76
Figura 41.	Nomenclatura - edificio de aulas.	76
Figura 42.	Planteamiento de reforzamiento en planta estructural.	77
Figura 43.	Después del reforzamiento - edificio de aulas.....	77
Figura 44.	Estructura existente - edificio de Gimba.....	78
Figura 45.	Propuesta de reforzamiento - edificio de gimba.	78
Figura 46.	Planteamiento de reforzamiento en planta estructural	79
Figura 47.	Nomenclatura - edificio de Gimba.	79
Figura 48.	Después del reforzamiento - edificio de gimba.	80

LISTA DE GRAFICAS

Grafica 1.	Administración primer piso.....	59
Grafica 2.	Administración segundo piso.	59
Grafica 3.	Aulas primer piso.....	60
Grafica 4.	Aulas segundo piso.....	60
Grafica 5.	Gimba primer piso.....	60
Grafica 6.	Gimba segundo piso.	61
Grafica 7.	Administración primer piso.....	61
Grafica 8.	Administración segundo piso.....	61
Grafica 9.	Aulas primer piso.....	62
Grafica 10.	Aulas segundo piso.....	62
Grafica 11.	Gimba primer piso.....	62
Grafica 12.	Gimba segundo piso.....	63
Grafica 13.	Administración primer piso.....	63
Grafica 14.	Administración segundo piso.....	64
Grafica 15.	Aulas primer piso.....	64
Grafica 16.	Aulas segundo piso.....	64
Grafica 17.	Gimba primer piso.....	65
Grafica 18.	Gimba segundo piso.....	65
Grafica 19.	Administración primer piso.....	66
Grafica 20.	Administración segundo piso.....	66
Grafica 21.	Aulas primer piso.....	66
Grafica 22.	Gimba primer piso.....	67
Grafica 23.	Gimba segundo piso.....	67
Grafica 24.	Edificios administración.....	68
Grafica 25.	Edificios aulas.....	68
Grafica 26.	Edificios Gimba.....	68
Grafica 27.	Edificio de administración.....	69
Grafica 28.	Edificio de aulas.....	69
Grafica 29.	Edificio de Gimba.....	69
Grafica 30.	Edificio de administración.....	80

Grafica 31.	Edificio de aulas.....	81
Grafica 32.	Edificio de Gimba.....	81

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A. ESTRUCTURA ACTUAL SIN REFORZAMIENTO.....	84
ANEXO B. ESTRUCTURA CON PROPUESTA DE REFORZAMIENTO.....	85
ANEXO C. DETALLES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE REFORZAMIENTO EN VIGAS POR CARGA GRAVITACIONAL.....	86

RESUMEN

TITULO:

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SISMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EDIFICIOSEDE GUATIGUARA DE LA UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER*

AUTORES:

Rogelio Alfaro Medina
Sergio Alfredo jerez**

PALABRAS CLAVES:

Vulnerabilidad, Reforzamiento, Fuerza Sísmica, Cortante Basal, Amortiguamiento, Ductilidad, Diafragma, Confinamiento, Desplazamiento, Derivas, Pórtico Especial Resistente a Momento, Índices por Flexibilidad y Sobre esfuerzo.

DESCRIPCION:

El presente proyecto se realiza con la necesidad de implementar un análisis de vulnerabilidad y Reforzamiento para tres edificios aporticados los cuales se componen de dos plantas, fueron construidos hace más de veinte años donde han resistido las cargas gravitacionales y sísmicas de mediana intensidad que se han presentado desde el día que entró en servicio sin presentar daños visibles. Sin embargo de acuerdo con la antigüedad de la construcción y la nueva normatividad de diseño estructural es de esperar que el sistema estructural no cumpla con los requisitos exigidos por la NSR-10.

El método de análisis utilizado es el recomendado por la norma sismo-resistente NSR-10, en su capítulo A10 (EVALUACIÓN E INTERVENCIÓN DE EDIFICACIONES CONSTRUIDAS ANTES DE LA VIGENCIA DE LA PRESENTE VERSION DEL REGLAMENTO) APÉNDICE A1 (RECOMENDACIONES SISMICAS PARA ALGUNAS ESTRUCTURAS QUE SE SALEN DEL ALCANCE DEL REGLAMENTO).

Este trabajo se basa principalmente en dos puntos que son los más importantes, el primero es determinar el grado de insuficiencias o vulnerabilidad dela estructura sismo resistente por medio de la determinación de los índices de sobre esfuerzo y flexibilidad, la segunda es plantear una propuesta de reforzamiento la cual no afecte la operatividad de la edificación.

Vale la pena mencionar que el procedimiento propuesto de análisis y reforzamiento estructural planteado para este caso en particular es una alternativa más de la solución y que en la medida que se avanza en la creación de nuevos materiales y tecnologías este procedimiento se puede adaptar y mejorar, de tal manera que podamos llegar a resultados más óptimos como los que se presentan en realidad.

*Trabajo de grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de ingeniería Civil, Especialización en estructuras, Director: Ph.D., Alvaro Viviescas

ABSTRACT

TITLE:

STUDY OF SEISMIC VULNERABILITY AND STRUCTURAL REINFORCING OF ADMINISTRATION BUILDINGS, CLASSROOMS, GIMBA HEADQUARTERS IN PIEDECUESTA GUATIGUARÁ UIS.

AUTHORS:

Rogelio Alfaro Medina
Sergio Alfredo jerez

KEY WORDS:

Vulnerability, Reinforcement, Seismic Force, Shear Basal, damping, ductility, Diaphragm, Confinement, Displacement, Drifts, Special Moment Resistant, Indices by Flexibility and overstrain.

DESCRIPTION:

This project is carried out with the need to implement a vulnerability analysis and reinforcement for three framed buildings which consists of two floors, and were established over twenty years ago, which has resisted the gravitational and seismic loads of medium intensity that have occurred since the day they opened until now without any visible damage. However, according to the age of the building and the new structural design regulations their structural system do not meet the requirements of the NSR-10 standard.

The analysis was done following the recommendations established in the earthquake-resistant standard NSR-10, Chapter A10 (ASSESSMENT AND INTERVENTION OF BUILDINGS BUILT BEFORE THE EFFECTIVE DATE OF THIS VERSION OF REGULATION) APPENDIX A1 (seismic recommendations for some structures that are not compliant with the scope of the regulatory norm).

This work is mainly based on two points that are most important, the first is to determine the degree of failure or vulnerability of earthquake resistant structure by determining the rates of overuse and flexibility, the second is a proposal for the reinforcement which does not affect the operation of the building.

It is worth mentioning that the proposed analytical method and structural reinforcement proposed for this particular case is an alternative solution and that as you progress through the creation of new materials and technologies this process can adapt and improve, so that we can reach more optimal results as presented in reality.

¹Work degree

²School of Physics and Mechanical Engineering, School of Civil Engineering, Specialization in structures Director: Ph.D., Alvaro Viviescas

INTRODUCCION

En Colombia al igual que en otros países, muchas de las edificaciones antiguas fueron diseñadas y construidas para soportar cargas verticales y no cargas laterales como son las fuerzas producidas por un movimiento sísmico, lo que hace que el sistema estructural sea bastante vulnerable sobre todo en zonas de mediana y alta sismicidad. De igual manera es de resaltar que la normativa Colombiana (NSR-2010) contempla capítulos exclusivos para la evaluación de las edificaciones existentes, con el propósito de garantizar la estabilidad mediante la implementación de un reforzamiento estructural.

El enfoque de este trabajo se basa principalmente en dos puntos; el primero es de determinar el grado de deficiencias de la estructura sismo resistente que presenta el edificio a analizar en comparación con los requisitos mínimos que estipulados en la NSR-2010[1], estas insuficiencias o carencias se pueden medir con análisis inelásticos (Estático no lineal) o basado en un estudio de vulnerabilidad bajo los índices de sobreesfuerzo y flexibilidad que será el desarrollado en este proyecto. El segundo punto es dar solución estructural de rehabilitación o reforzamiento, ajustándose a las especificaciones de la NSR-2010[1].

La estructura que aquí se analizara se compone de tres bloques de dos niveles con sistema estructural de pórticos resistentes a momento con un sistema de entrepiso de placa aligerada. La edificación se encuentra ubicada en el municipio de Piedecuesta Santander con zona de amenaza sísmica alta, esta estructura seguramente no estará acorde con la normatividad vigente de construcciones sismo resistente Ley 400 de 1997 en razón a su antigüedad.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar un estudio de vulnerabilidad sísmico mediante un análisis Lineal evaluando Índices de flexibilidad y sobre resistencia para un edificio localizado en zona de amenaza sísmica alta y su posible reforzamiento estructural.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Caracterizar los materiales (concreto y acero), evaluar la geometría de la estructura y estudio de suelos.
- ✓ Realizar la evaluación, calificación y análisis de vulnerabilidad de la edificación existente, de acuerdo con lo establecido en la NSR-10[1].
- ✓ Seleccionar la mejor alternativa de reforzamiento estructural teniendo en cuenta aspectos arquitectónicos, económicos, técnicos (comportamiento de la estructura) y procesos constructivos.
- ✓ Analizar el comportamiento de la estructura reforzada desde el punto de vista de flexibilidad.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 DEFINICIONES

- **Fuerza Sísmica:** Es la representación de la excitación de las ondas sísmicas a cargas estáticas laterales en el análisis y diseño de estructuras sismo resistentes, también generan ondas verticales las cuales no se tienen en cuenta ya que el peso de la estructura contrarresta este fenómeno.
- **Cortante Basal:** Es la carga horizontal acumulada de todos los niveles en el nivel de la cimentación, depende directamente de la masa y la altura. Es definida como el producto entre la masa y un coeficiente que equivale a un porcentaje de la aceleración.
- **Amortiguamiento:** Es la capacidad que posee la estructura para disipar energía cinética en otro tipo de energía. Desde el punto de vista analítico se define como el área que hay bajo la curva de capacidad hasta el punto de corte con el espectro de diseño.
- **Ductilidad:** Se define como la capacidad de deformación que tiene las estructuras cuando los elementos que la componen exceden la resistencia de fluencia al ser aplicadas las cargas. Una buena ductilidad se refleja en los elementos que se deforman plásticamente mientras disipan energías en llegar a una falla repentina. En cuanto a material es de la construcción el concreto a mayor resistencia mayor fragilidad, portal motivo se buscarle un comportamiento dúctil al confinarlo con acero quien absorbe las tensiones.
- **Diafragma:** Es la conformación de vigas y placa de entrepiso las cuales se suponen de una infinita rigidez, la función de un diafragma rígido es

transmitir las cargas horizontales a los elementos de resistencia sísmica (pórticos o muros). Para que un diafragma se considere rígido, se debe garantizar que los desplazamientos horizontales de todos los puntos en un plano ante una carga lateral sean iguales.

- **Confinamiento:** Este se realiza por medio de estribos en columnas y vigas que son colocados principalmente en los nodos donde se pueden presentar grandes rotaciones, y zonas de traslapes del refuerzo longitudinal para que pueda desarrollar su fluencia, esto es una variable en la ductilidad en una estructura para poder disipar energía. Otra función principal del confinamiento del concreto es el de evitar agrietamientos producidos por algún tipo de fuerza interna ya sea cortante, torsión, tensión o combinación de las mismas, el confinamiento es fundamental en zonas de alta sismicidad.
- **Respuestas del Edificio:** la característica principal de respuesta en una edificación es el período fundamental de vibración el cual está directamente relacionado con el tipo de material, geometría, masa y altura de la edificación.
- **Pórticos Especiales Resistentes a Momento:** Se conforman principalmente por dos elementos importantes que son columnas y vigas, cuando el pórtico es afectado por una fuerza horizontal que actúa en la misma dirección, este tiende a distorsionar el marco, produciendo rotaciones en las uniones de los elementos. El desplazamiento de un elemento depende de la rotación y la longitud, produciendo fuerzas internas que se denominan cortantes y momentos flectores.
- **Modelo Estructural para Análisis Inelástico:** Un modelo estructural de análisis inelástico se caracteriza principalmente por llevar los esfuerzos y deformaciones al rango inelástico, a diferencia de los modelos lineales que están limitados al rango elástico. Los modelos no

lineales están basados en análisis teórico y aproximaciones de ensayos realizados para elementos individuales consignados en textos como el FEMA 356[2], o el ATC 40[3]. Los modelos pueden ser desde los más sencillos hasta los más complejos dependiendo del grado de incertidumbre que se tenga en la información a contemplaren el modelo y la respuesta de la estructura que se espera.

- **Daño Sísmico:** Es la degradación no destrucción de una estructura causada por un sismo, normalmente se relaciona con deformaciones irrecuperables (inelásticas), por lo tanto, cualquier variable debe ser referida a una cantidad de deformación. En estructuras de concreto reforzado la función más empleada para representación del daño corresponde al índice propuesto por Park y Ang (1958), este índice expresa el daño en función de la ductilidad de deformación y de energía elástica disipada.

2.1.1 Análisis de vulnerabilidad

- **Índice de Sobre-Esfuerzo:** Es el cociente que hay entre las solicitaciones de carga (Momento, Carga Axial, Cortante, Torsión) y la resistencia efectiva de un elemento o conjunto.

Los índices se deben calcular inicialmente para cada uno de los elementos en forma individual, a esto se les denomina índice de sobre esfuerzo de los elementos, posteriormente se calcularan los índices de sobre esfuerzo de toda la estructura tomando los mayores índices de sobre esfuerzo individual y su importancia en la resistencia general de la estructura.

- **Índice de Flexibilidad:** El índice de flexibilidad se define como el cociente que hay entre la deflexión eso derivas que la estructura presenta y las que el código proporciona. Los índices se deben calcular inicialmente para cada uno de los pisos, a esto se les denomina índice de flexibilidad por piso, posteriormente se calcula el índices de flexibilidad de

toda la estructura tomando el mayor índices de flexibilidad de piso.

- **Reforzamiento o rehabilitación estructural:** En nuestro país era muy común construir edificaciones que no estaban diseñadas para resistir cargas laterales lo cual las hace muy vulnerable ante un evento sísmico, debido a esto es la necesidad de hacer modificaciones en los elementos estructurales, ya sea para mejorar la rigidez, la resistencia o la combinación de las dos, dichas modificaciones se conocen como reforzamiento o rehabilitación estructural.

Actualmente se aplican varios tipos de reforzamiento estructural, ya sea con muros de carga, arriostramiento de pórticos, encamisado de vigas o columnas, materiales FRP. Se deberá escoger el que mejor se ajuste a las condiciones económicas, arquitectónicas, estructurales etc.

2.2 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS UTILIZADOS

2.2.1 Procedimiento estático lineal (LSP)

Cuando una estructura es analizada bajo el procedimiento estático lineal (LSP), el diseño de fuerzas sísmicas, su distribución en la altura de la estructura, las fuerzas interiores correspondientes y los desplazamientos del sistema son determinados usando un análisis estático considerando la estructura elástica lineal.

Cuando se modela una estructura con una rigidez elástica hablamos que se encuentra en el rango lineal y su amortiguamiento viscoso es equivalente con los valores aproximados esperados para cargas cercanas al punto de fluencia.

La forma de representar las fuerzas sísmicas de diseño cuando hablamos de análisis lineal estático son fuerzas laterales en cada entrepiso cuya suma es igual al cortante basal. La magnitud del cortante basal o la seudocarga lateral según el FEMA-273[4] ha sido seleccionada con la intención de que sea aplicada al modelo lineal elástico de la estructura, para obtener como

resultados desplazamiento que se aproximan a los máximos que se esperan durante el sismo de diseño.

En ocasiones la estructura responde inelásticamente al sismo de diseño, cuando esto sucede las fuerzas internas sobre los elementos a fluencia serán menores y tendrán una distribución diferente que las fuerzas internas calculadas elásticamente.

Con las metodologías lineales es común incluir el amortiguamiento viscoso como el histerético mediante una disminución en la demanda sísmica. Cuando incluimos el espectro a nuestros diseños el amortiguamiento esta intrínseco, como el amortiguamiento viscoso que varía entre 3 al 10 %. Por otro lado se tiene también el amortiguamiento histerético acompañado de la redundancia que tiene la configuración de la estructura donde, se ve reflejado indirectamente el coeficiente de disipación de energía (R), con esto estamos afirmando que nuestros diseños estructurales adquieren fuerzas sísmicas inferiores generando desgaste donde se disipa la energía en exceso.

De esta manera se diseñan las estructuras nuevas, por razones netamente de costos, porque si se desea diseñar una estructura que permanezca en el rango elástico después del sismo este llegaría hacer muy elevado. Por tal razón lo mínimo que se debe garantizar en el diseño es la protección de la vida de las personas y no en la protección de la estructura.

2.2.2 Procedimiento dinámico lineal (LDP)

En el procedimiento dinámico lineal (LDP), las fuerzas sísmicas de diseño, sus distribuciones en altura de la estructura, las fuerzas interiores correspondientes y los desplazamientos del sistema son determinados usando un análisis dinámico linealmente elástico. Los parámetros del modelamiento y los criterios de aceptación del LDP son similares a aquellos para el LSP.

La principal particularidad es que los cálculos de la respuesta se llevan a cabo usando cualquier análisis espectral modal o análisis de registro en el tiempo.

El procedimiento de análisis espectral modal se realiza usando espectros de respuesta linealmente elásticos los cuales no son modificados para tener en cuenta una respuesta no lineal anticipada, esto quiere decir que sólo se considera el amortiguamiento histerético. En el LDP se espera como en el LSP, que cause desplazamientos que son muy cercanos a los correctos, pero producirá fuerzas interiores de distribución diferentes a aquellas que se obtendrían en una estructura analizada bajo los parámetros del LSP. Esta distribución de fuerzas no es necesariamente incorrecta, es una de las soluciones al problema.

Los desplazamientos que se originen se deben comparar directamente con los valores permitidos por las normas. Las fuerzas interiores calculadas excederán generalmente a aquéllas que la estructura puede sostener debido a una anticipada respuesta inelástica de componentes y elementos. Es decir, si se tiene en cuenta el amortiguamiento histerético de la estructura o trabajo inelástico, las fuerzas que se presentan en los componentes serán inferiores a las obtenidas con el LDP.

3. MATERIALES Y ESTADO ACTUAL DE LA ESTRUCTURA

3.1 EXPLORACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Se realizaron actividades de exploración física de la estructura para definir sus características geométricas tales como dimensiones de los elementos estructurales, cantidad y clase de los refuerzos, el nivel de conservación y cualquier indicio que afectara el comportamiento de la misma.



Figura 1. *Vista general de estructura.*



Figura 2. *Viguetas de placa.*



Figura 3. . Estado de muros piso 1.



Figura 4. Sistema aporticado.



Figura 5. . Fisuras en muros piso 2.



Figura 6. *Estados de los pisos*



Figura 7. *Fisuras en muros piso 2.*

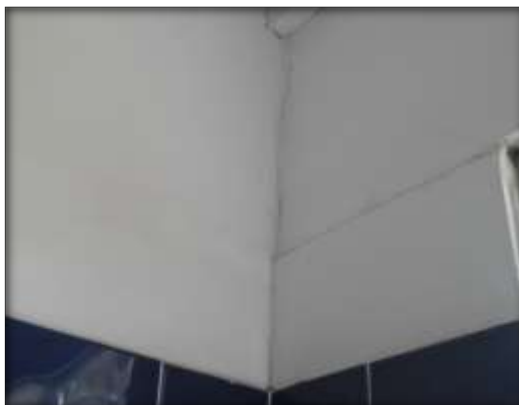


Figura 8. *Fisuras en vértices de muros.*

3.2 RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE SOBRE EL PROCESO CONSTRUCTIVO:

Se encontró planos estructurales de la edificación la cual ha presentado modificaciones a lo largo de su historia. No se obtuvo ninguna información referente a memorias de cálculo.

Existe adicionalmente un plano arquitectónico producto de un levantamiento reciente de la estructura.

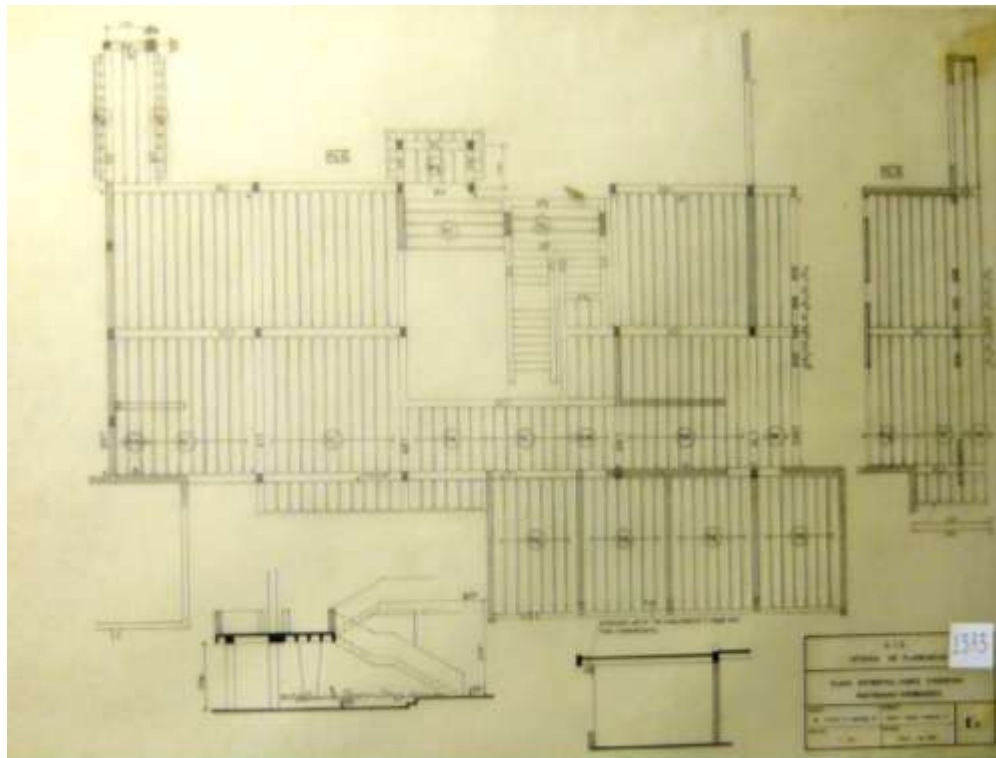


Figura 9. *Planta estructural de bloque administrativo*

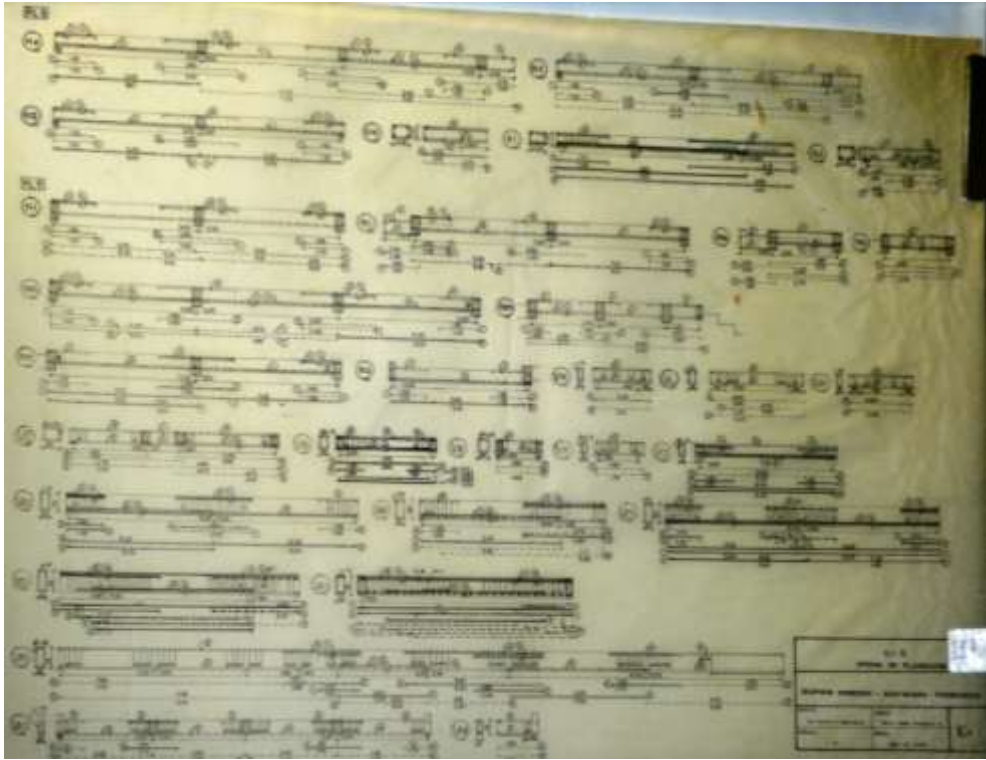


Figura 10. *Despiece de vigas del bloque administrativo*

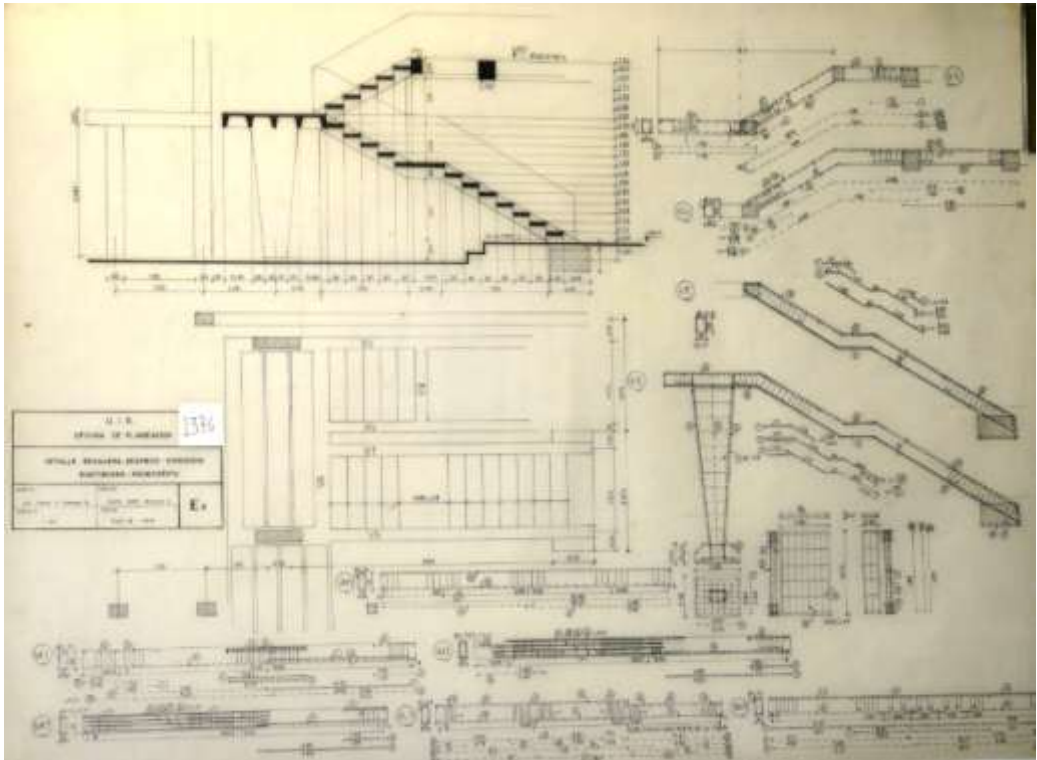


Figura 11. *Despiece de vigas del bloque administrativa y escaleras.*

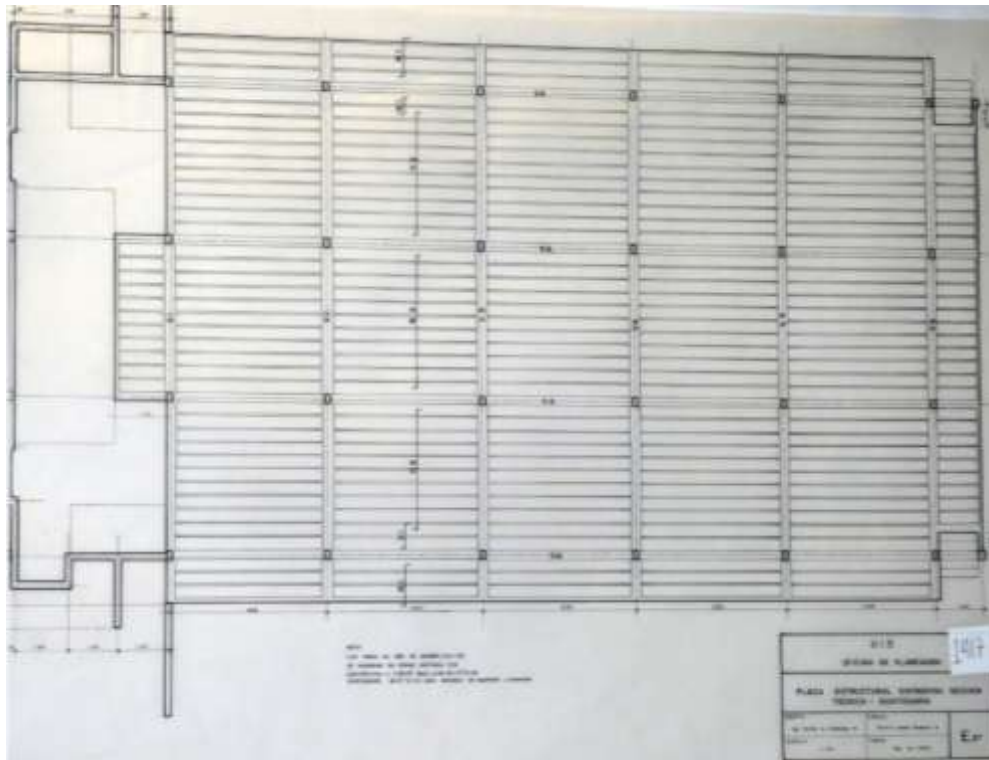


Figura 12. *Planta estructural del bloque de Aulas*

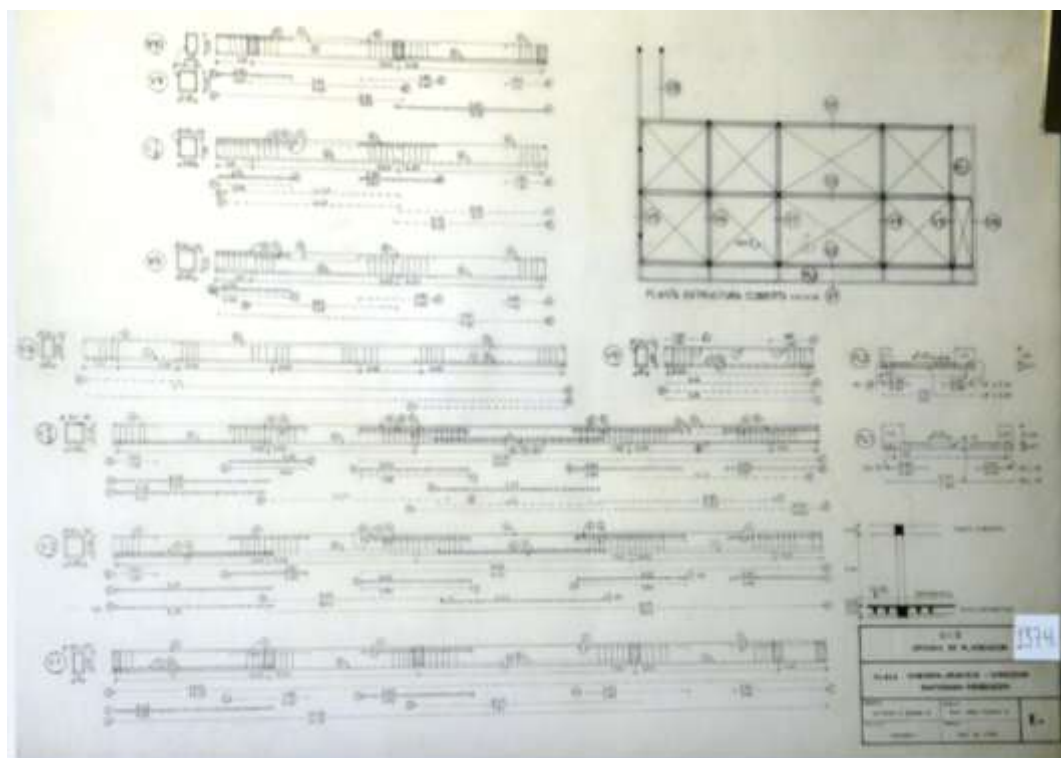


Figura 13. *Despieces de vigas de cubierta en el bloque de Aulas*

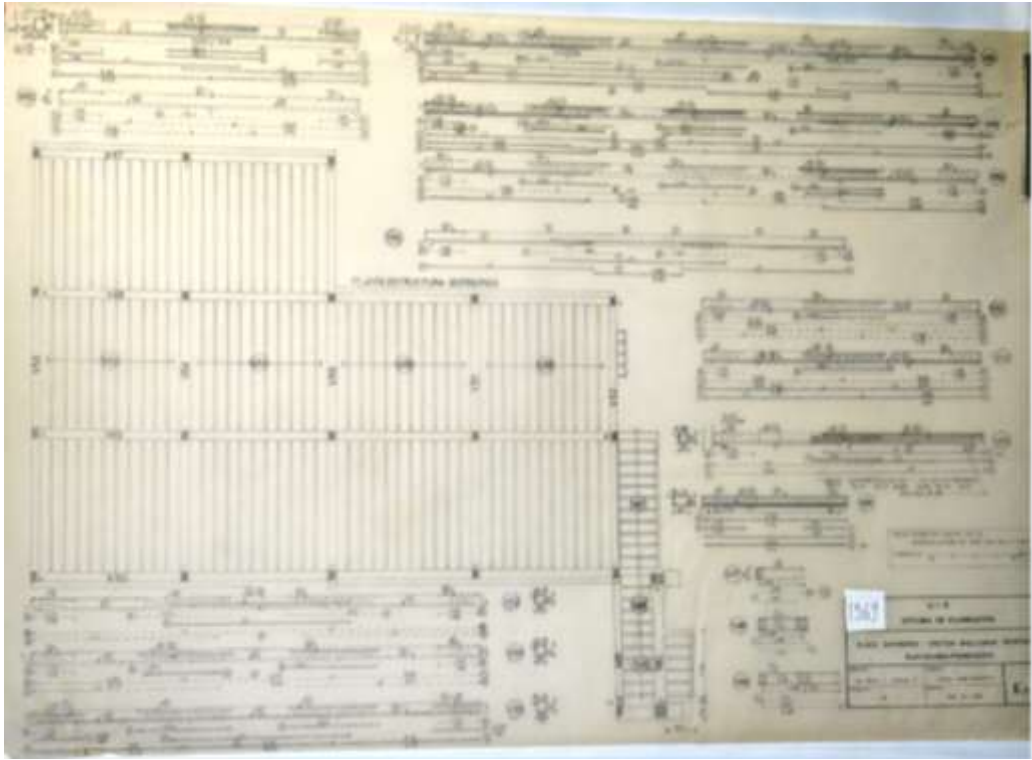


Figura 14. *Despieces de vigas del bloque de Gimba.*

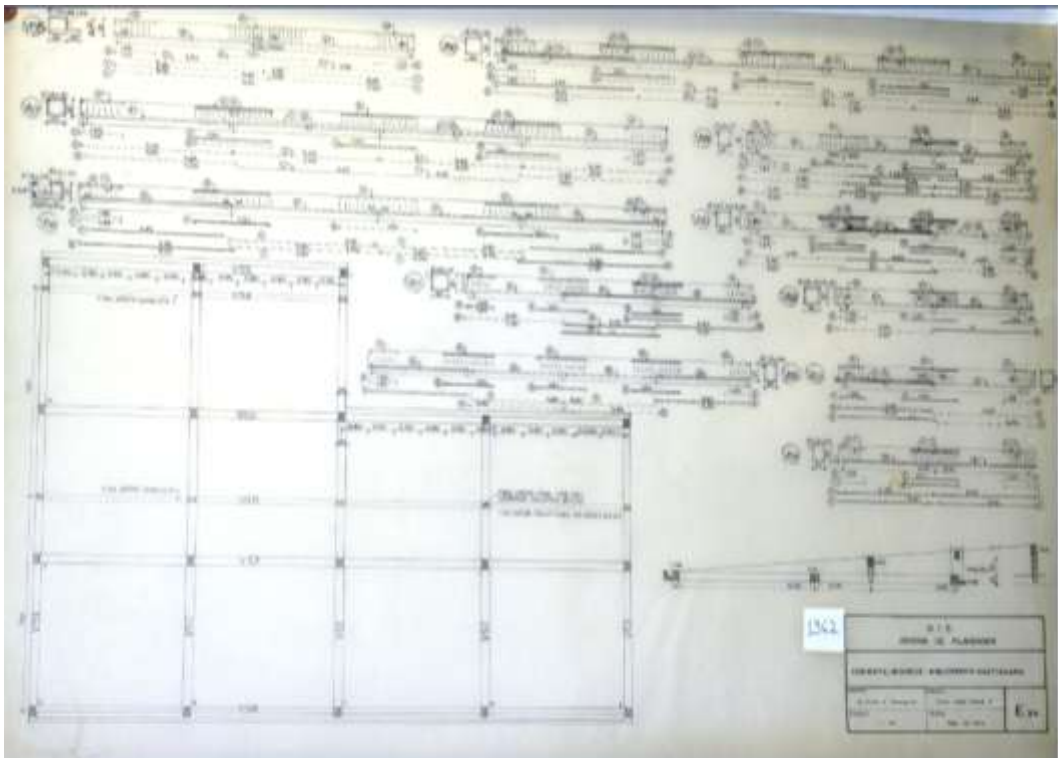


Figura 15. *Despieces de vigas de cubierta en el bloque de Gimba.*

3.3 EXPLORACION DE CIMIENTOS, ESTUDIOS DE SUELOS

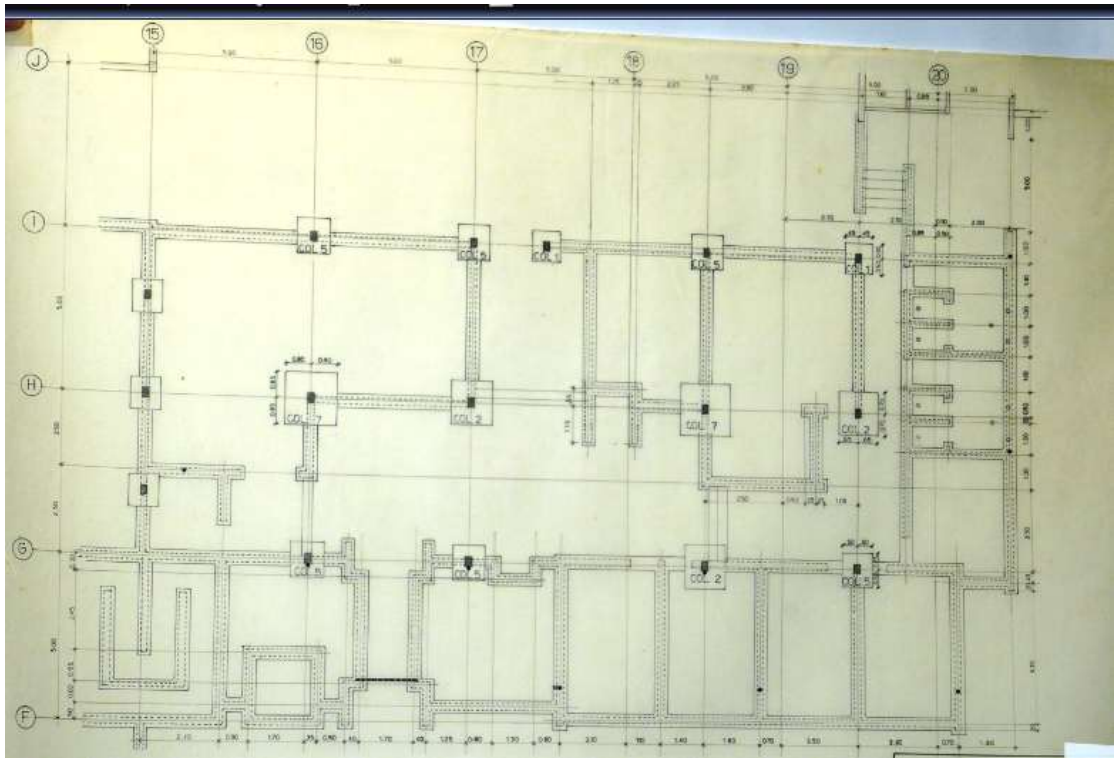


Figura 18. *Planta de cimentación del bloque de administración.*

La información más cercana referente a la capacidad del suelo se obtuvo de un estudio geotécnico realizado por el ingeniero Jaime Suarez Diaz, En junio de 2012 que tiene por título “Lote 3 Parque Tecnológico Guatiguará sede UIS – Piedecuesta”.

Según la información que se pudo recolectar la cimentación de los tres bloques tiene dos tipos de zapatas típicas que son: Z1: 1.50x1.40x0.60 las cuales están construidas en el interior de los bloques, y Z2: 1.10x1.0x0.40 las cuales son las perimetrales.

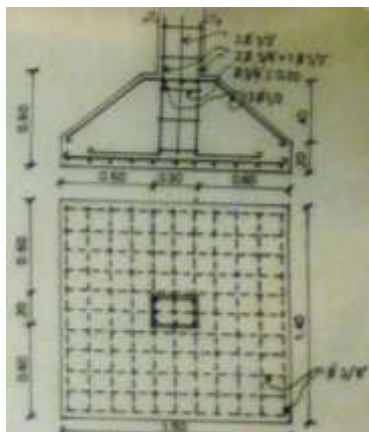


Figura 19. Z1

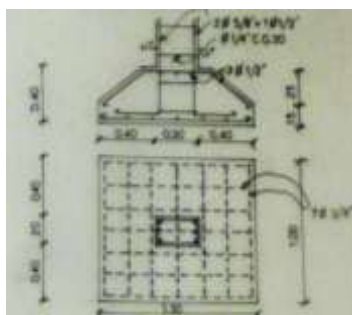


Figura 20. Z2

A continuación condiciones del suelo encontrado. Pag. 30

Efectos locales

Clasificación de perfil de suelo

De acuerdo al NSR-10 (Tabla A.2.4-1) el tipo y perfil de suelo es: D

Perfil de suelo rígido que cumple con la condición $50 > \bar{N} \geq 15$

Donde \bar{N} = número medio de golpes del ensayo de penetración estándar realizado de acuerdo a la norma ASTM D1586 haciendo corrección por energía N_{60} .

En el capítulo 7 se indican los valores de \bar{N} para cada uno de los sondeos realizados.

Coefficiente F_a de períodos cortos del espectro

El valor de F_a para períodos cortos del espectro (tabla A.2.4-3) es: 1.3.

Coefficiente F_v de períodos intermedios del espectro

El valor de F_a para períodos intermedios del espectro (tabla A.2.4-4) es: 1.9.

Criterios del espectro de diseño (A.2.6 NSR-10)

Para el análisis de la acción sísmica se recomienda utilizar el espectro elástico de diseño de la Norma NSR-10, definido mediante los siguientes parámetros el cual está definido para un coeficiente de amortiguamiento del 5% del crítico.

Donde:

S_a : Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado.

A_a : Aceleración horizontal pico efectivo en roca (Figura A.2.3-2). $A_a = 0.25$

A_v : Velocidad horizontal pico efectivo (Figura A.2.3-3). $A_v = 0.25$

F_a : Coeficiente de amplificación F_a de períodos cortos del espectro (Tabla A.2.4-3).

$F_a = 1.3$

F_v : Coeficiente de amplificación F_v de períodos intermedios del espectro (Tabla A.2.4-4).

$F_v = 1.9$

Donde:

S_a : Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado.

A_g : Aceleración horizontal pico efectivo en roca (*Figura A.2.3-2*). $A_g = 0.25$

A_v : Velocidad horizontal pico efectivo (*Figura A.2.3-3*). $A_v = 0.25$

F_a : Coeficiente de amplificación F_a de periodos cortos del espectro (*Tabla A.2.4-3*).

$F_a = 1.3$

F_v : Coeficiente de amplificación F_v de periodos intermedios del espectro (*Tabla A.2.4-4*).

$F_v = 1.9$

I : Coeficiente de importancia (Numeral A.2.5 NSR-10)

Grupo de uso I: Estructuras de ocupación normal (*Tabla A.2.5-1*). $I = 1.00$

T_0 : Periodo de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones.

T_c : Periodo de vibración correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño para periodos cortos y la parte descendente del mismo.

T_L : Periodo de vibración correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño para periodos largos.

Estabilidad general del lote estudiado

El análisis de las características geológicas y geotécnicas del lote permitió determinar que no existen limitaciones o amenazas geotécnicas importantes que afecten la estabilidad del lote.

Limitaciones geotécnicas para el manejo del proyecto

1. Se detectó un manto de hasta 2.0 metros de suelos sueltos.
2. El nivel freático aparece a poca profundidad.
3. El factor de seguridad para excavaciones verticales es de 0.8, lo cual indica que existe una amenaza importante de estabilidad de las excavaciones verticales.
4. La presencia de nivel freático a poca profundidad y la posibilidad de corrientes importantes de agua permite esperar problemas de erosión en las excavaciones.
5. La capacidad de soporte de trabajo es mediana (30 Ton/m²), teniendo en cuenta las capacidades de soporte en la ciudad de Piedecuesta, las cuales son superiores.

Recomendaciones especiales

- Se recomienda realizar las excavaciones del lote en talud 1H:1V.
- Se requiere diseñar un sistema detallado de manejo de aguas subterráneas, debido a que el sótano va a estar sumergido bajo el nivel freático
- Se recomienda colocar malla de refuerzo en el piso de primer nivel. Adicionalmente, se recomienda colocar una base granular gruesa por debajo del piso para minimizar el ascenso de las humedades y evitar agrietamientos en los pisos.
- En algunos sectores es posible que se requiera profundizar la cimentación para que esta quede apoyada sobre suelo competente.
- Cualquier modificación del nivel de profundidad del proyecto se deberá consultar con el Ingeniero Geotecnista, teniendo en cuenta que las condiciones del suelo de cimentación y estabilidad de excavaciones pueden variar.

Profundidades a las cuales aparece suelo competente para cimentación

Se requiere garantizar un N de 39 golpes/pie en el ensayo de SPT, para poder utilizar la presión admisible recomendada de 30 Ton/m², de acuerdo a este criterio el suelo competente aparece a las siguientes profundidades:

3.4 MATERIALES EMPLEADOS EN MODELO ESTRUCTURAL

COLUMNAS: Datos promedio de resistencias mediante esclerómetro.

Tabla 1. Bloque GIMBA.

BLOQUE GIMBA																								
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21	C22	C23	
	22	34	33	26	22	21	21	24	26	36	21	24	27	39	24	21	31	21	22	22	24	24	26	26
	24	21	25	23	21	30	24	26	36	29	26	25	21	21	22	26								
	24	21	27	22	31		21	27	36	24	24	25	22		31	23	24							
	22	34	25	26	24	21	21	31	31	22	25	24			21	22	21							
	22	25	27	24	31	21	31	34	27	21	31	22			21	21	21							
	22	24	26	31	21	21	26	34	26	25	36	22			24	31	24							
	21	24	25	31	21	27	25		21	24	29	22			21	22	21							
	22	31	26	25	21	27	21		29	21	26	21			21	21	24							
	22	31	26	22	21	21	24		21	21	25	21			21	21	21							
	21	27	25	22		21	21		24	21	25	24			31									
	21	27	25	22		21	21		24	21	25	24			31									
PROMEDIO	24.11	28.80	28.70	28.80	27.28	29.44	31.00	28.26	28.44	36.16	28.36	26.28	30.60	23.78	28.80	30.60	32.75	27.11	24.88	34.88	33.88	28.88	33.30	28.68
PM	198.33	459.00	313.25	325.00	345.25	287.50	317.50	252.00	214.50	407.50	302.25	286.75	312.50	1121.00	325.00	390.00	286.25	249.00	1175.00	1076.00	325.00	325.00	276.75	325.00
MM	11.27	11.50	11.52	11.30	17.14	10.11	11.31	14.98	10.21	20.31	11.77	15.00	11.70	12.77	11.30	21.00	18.54	17.21	13.11	11.11	11.30	11.30	19.61	11.30
	21.43																							

Concreto $f'c=19.33\text{MPa}$

$E_c=17.14\text{GPa}$

Acero de refuerzo $f_y=420\text{MPa}$ corrugado. Se encuentra en buen estado.

Tabla 2. Bloque de aulas

BLOQUE DE AULAS																				
	C25	C26	C27	C28	C29	C30	C31	C32	C33	C34	C35	C36	C37	C38	C39	C40	C41	C42	C43	C44
	26	25	27	30	30	26	24	30	25	30	21	20	30	30	26	32	31	30	21	42
	27	26	34	30			24	24	25	32	25	20	20	30	21	32	39	21	21	31
	30	19	30	21			26	21	21	34	21	22	21	30	21	30	40		25	40
	25	20		21			30	32	26	21	22	24		21	26	30	36		27	36
	22	22		21			30	21	21		21			26	21	35			26	37
	24		24	21			26	21	26		25			30	26				25	31
	26		20	30			24		26		25				21				21	32
	21		20	32			24		21		21				21				21	30
	24		26	29							25									39
	24		22	30							24									
	27.60	27.00	21.40	31.11	31.10	28.00	29.00	30.11	28.50	31.00	27.00	23.50	30.67	31.00	29.50	31.80	40.25	32.00	28.88	39.56
	2550.00	2437.50	1762.50	3625.00	3243.75	2625.00	3625.00	3062.50	2713.75	3562.50	2437.50	1711.25	3125.00	3137.50	2996.25	3712.50	4921.00	3175.00	2729.06	4791.67
	17.05	17.06	12.34	25.31	22.71	18.31	18.31	21.44	19.01	24.94	17.06	12.47	21.01	22.31	20.34	25.99	34.45	23.61	19.52	33.54
	21.43																			

Concreto $f'c=21.43\text{MPa}$

$E_c=18.05\text{GPa}$

Acero de refuerzo $f_y=420\text{MPa}$ corrugado. Se encuentra en buen estado.

Tabla 3. Bloque de administración

BLOQUE DE ADMINISTRACION																		
C45	C46	C47	C48	C49	C50	C51	C52	C53	C54	C55	C56	C57	C58	C59	C60	C61	C62	C63
42	24	24	28	34	30	24	26	25	38	30	36	32	28	30	26	31	35	20
38	24	29	26	30	32	22	29	29	36	32	20	30	26	25	30	34	30	19
40	26	28	28	23	30	23	29	27	36	35	26	34	28	28	28	37	29	18
36	26	28	32	22	30	24		26	36	34	30	32	23	25	28	36	30	22
37	30		22	34					37	30	30	31	26		26	36	34	22
38	28			24					43	34	25	30	25			34	34	19
32	30			22					37	20		32	27			35	39	19
36				30					34	20		32	28			36	31	22
39				24					38			30						23
									42									
39,56	28,86	28,25	29,20	29,00	32,50	25,25	30,00	28,75	39,70	33,38	32,50	33,44	28,38	29,00	29,60	36,88	34,75	22,44
4791,67	2785,71	2059,30	2050,00	2012,50	3468,75	2109,30	3000,00	2705,63	4018,75	3632,81	3468,75	3645,83	2695,31	2612,50	2925,00	4209,00	3890,63	1563,33
33,54	19,50	20,02	19,95	19,69	24,28	14,77	21,00	19,36	33,73	25,43	24,28	25,52	18,87	19,69	20,48	30,02	27,23	11,08

22,55

Concreto $f'c=22.55\text{MPa}$

$E_c=18.51\text{GPa}$

Acero de refuerzo $f_y=420\text{ MPa}$ corrugado. Se encuentra en buen estado.

VIGAS:

Concreto $f'c=21\text{MPa}$

$E_c=17.82\text{GPa}$

Acero de refuerzo $f_y=420\text{ MPa}$ corrugado. Se encuentra en buen estado.

CIMENTACION:

Concreto $f'c=21\text{MPa}$

$E_c=17.82\text{GPa}$

Acero de refuerzo $f_y=420\text{ MPa}$ corrugado. Se encuentra en buen estado.

El factor de importancia para la estructura es $I=1.25$

Para el análisis inicial elástico se procede a utilizar un coeficiente de disipación de energía $R=5.0$, sin embargo mediante el método del desempeño se puede relacionar el nivel de ductilidad con la capacidad de disipación de energía.

NSR-10 A.10.2.2 ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

La calidad del diseño y la construcción de la estructura original: se observan elementos estructurales bien definidos por la forma de la formaleta y el acabado de presentación de la estructura. Según el análisis realizado a los

planos encontrados, la estructura cuenta con buenos recubrimientos del acero de refuerzo lo que garantiza la durabilidad de la estructura. La calificación en general es buena.

Estado de la estructura: la estructura no evidencia asentamientos o fallas por sobre-resistencia, tampoco se observan fisuras superficiales en las caras de las vigas centrales a nivel de placa. En general la estructura se califica como buena.

4. ANALISIS DE ESTADO ACTUAL DE LA ESTRUCTURA

En la evaluación de la capacidad de respuesta de la estructura a los movimientos del terreno y utilizando como base la información disponible sobre las características mecánicas de la estructura y sus propiedades, se implementó un modelo de análisis espacial, con tres grados de libertad dinámicos por planta. Se desarrolló el análisis elástico lineal mediante el programa SAP2000.

4.1 MODELAMIENTO ELÁSTICO:

Este análisis tiene por objeto, estimar teóricamente las propiedades dinámicas de la estructura, con particular énfasis en la frecuencia propia de vibración y las formas modales de vibración. Permite verificar la relación capacidad demanda de los diferentes elementos estructurales, como base para la calificación de la vulnerabilidad sísmica.

El modelo ha sido construido teniendo en cuenta la ubicación real de las masas en la estructura y su magnitud. Los pesos de los materiales se han tomado según los valores recomendados es en la norma NSR- 10 en su título B de cargas.

Carga Muerta (D): la carga muerta corresponde al peso propio de la estructura, y al peso de todos los materiales permanentemente fijos a esta o soportados por la misma.

Se considera como cargas muertas adicionales al peso propio de la estructura de concreto y acero, aquellos equipos y mecanismos agarrados a la misma.

Carga Viva (L): la carga viva sobre placa se estima en 200kg/m², una carga de 500kg/m² para pasarelas y las escaleras.

ANALISIS DE CARGAS PLACA

ANALISIS DE CARGAS

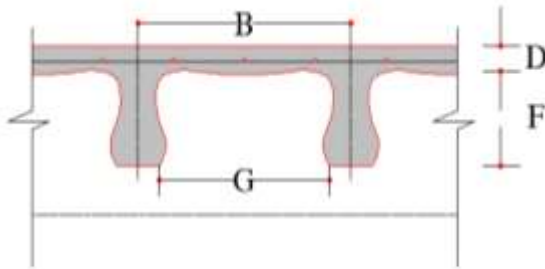
A	ESPESOR DE PLACA	0.25	m
B	SEPARACION DE VIGUETAS	0.43	m
C	ESPESOR DE VIGUETA	0.10	m
D	ESPESOR DE LOSETA	0.05	m
E	RECUBRIMIENTO INF.	0.00	m

B max = 1.20 m

REQUISITOS GEOMETRICOS

NSR-10 C.13

F	0.20	m
G	0.33	m
F < 5C	O.K.	
D > (G/20)	O.K.	
B < 2.5A	O.K.	



CORTE TIPICO DE PLACA DE ENTREPISO

PESO DE PLACA

LOSETA	1.20 <u>KN/m²</u>
RECUBRIMIENTOS	0.00 <u>KN/m²</u>
ALMA VIGUETA	1.12 <u>KN/m²</u>
ACABADOS	1.10 <u>KN/m²</u>
CIELO RASO	0.10 <u>KN/m²</u>
	3.52 <u>KN/m²</u>
MUROS DIVISORIOS	2.00 <u>KN/m²</u>
D=	5.52 <u>KN/m²</u>

CARGAS VIVAS

SALON DE CLASES	2.00	<u>KN/m²</u>
CORREDORE: Y ESCALERA:	5.00	<u>KN/m²</u>

Carga de sismo (E): para conocer el estado de la estructura se define el posible sismo de diseño. La NSR-10, describe la construcción del espectro elástico de aceleraciones de diseño, representado en fracción de la aceleración de la gravedad S_a , para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, con las limitaciones dadas en A.2.6.1.1a A.2.6.1.3.

Adicionalmente basados en la información recogida del estudio de suelos.

4.1.1 criterios de Modelación

De acuerdo a la información recopilada en campo y analizada en oficina se establecen los siguientes criterios para la modelación de las estructuras.

- Dado que las estructuras de Administración-Aulas y Gimba, se encuentran conectadas por pasos peatonales integrados en puntos periféricos se realiza la primera modelación con todo el sistema compuesto.

El sistema compuesto no presenta un comportamiento adecuado ante fuerzas sísmicas haciendo evidente la concentración de esfuerzos en los puntos de unión; generando una irregularidad global al sistema que desencadena una redistribución de fuerzas en zonas donde la estructura no tiene la suficiente capacidad para resolver dichas demandas.

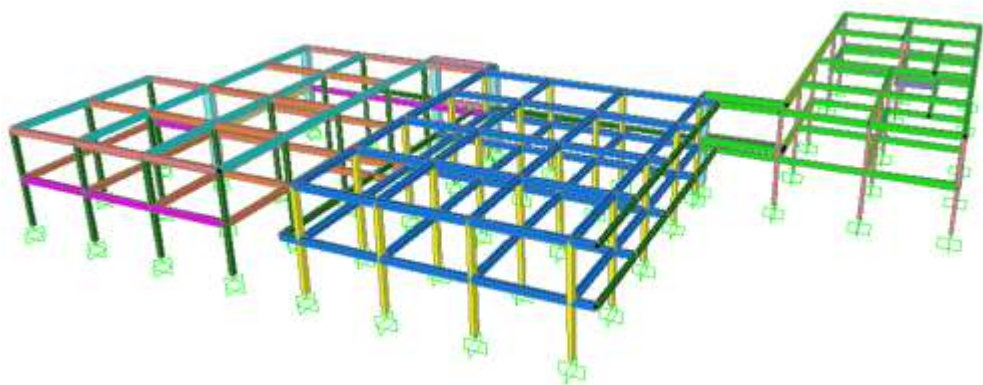
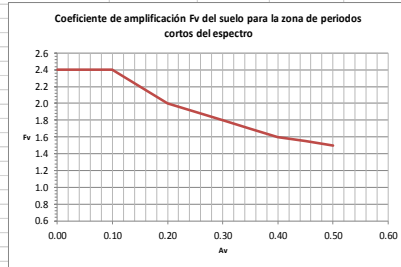
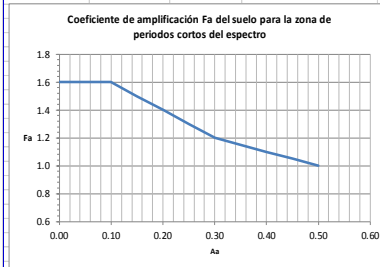


Figura 21. *Modelo estructural*

ANÁLISIS SÍSMICO (ESPECTRO DE DISEÑO) Y FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

Ubicación:	PIEDECUESTA
Zona de amenaza sísmica	ALTA
EFECTOS LOCALES (A.2.4 NSR-10)	
Perfil del suelo	D
Coefficiente A_a	0.25
Coefficiente A_v	0.25
F_a	1.3
F_v	1.9



F_a : Factor de amplificación de la aceleración.
 F_v : Factor de amplificación de la aceleración en el rango de velocidades constantes.
 S_a : Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado.
 A_a : Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva para diseño.
 A_v : Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva para diseño.

COEFICIENTE DE IMPORTANCIA (A.2.5 NSR-10)

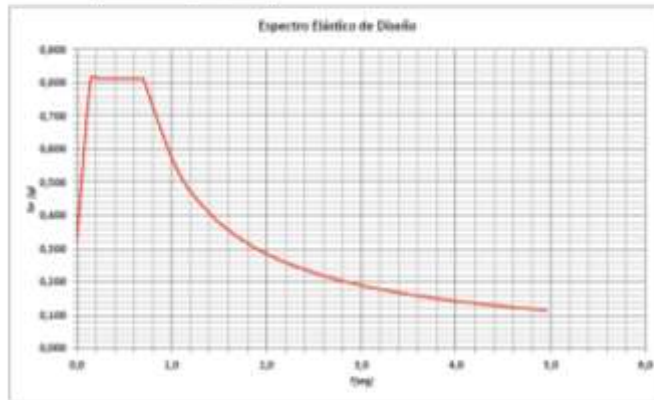
Grupo de uso	I
Coef. Importancia	1.25

VARIACIÓN COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

R_o : Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico
 R : Coeficiente de capacidad de disipación de energía, para ser empleado en el diseño.
 f_a : Coeficiente de reducción de R causado por irregularidades en altura de la edificación
 f_p : Coeficiente de reducción de R causado por irregularidades en planta de la edificación
 f_r : Coeficiente de reducción de R causado por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica

R_o	5.00	TIPO	DESCRIPCIÓN
ϕ_a	1.00	-	ALTURA
ϕ_p	1.00	-	PLANTA
ϕ_r	1.00	-	REDUNDANCIA
ϕ	1.00	-	UNIONES SOLDADAS
R	5.00		

PERIODOS DE VIBRACIÓN	
T_a	0.149 s
T_b	0.702 s
T_c	4.993 s



T [seg]	S_a [g]
0.0	0.325
0.149	0.813
0.224	0.813
0.300	0.813
0.375	0.813
0.450	0.813
0.525	0.813
0.600	0.813
0.675	0.813
0.750	0.813
0.825	0.813
0.900	0.813
0.975	0.813
1.050	0.813
1.125	0.813
1.200	0.813
1.275	0.813
1.350	0.813
1.425	0.813
1.500	0.813
1.575	0.813
1.650	0.813
1.725	0.813
1.800	0.813
1.875	0.813
1.950	0.813
2.025	0.813
2.100	0.813
2.175	0.813
2.250	0.813
2.325	0.813
2.400	0.813
2.475	0.813
2.550	0.813
2.625	0.813
2.700	0.813
2.775	0.813
2.850	0.813
2.925	0.813
3.000	0.813
3.075	0.813
3.150	0.813
3.225	0.813
3.300	0.813
3.375	0.813
3.450	0.813
3.525	0.813
3.600	0.813
3.675	0.813
3.750	0.813
3.825	0.813
3.900	0.813
3.975	0.813
4.050	0.813
4.125	0.813
4.200	0.813
4.275	0.813
4.350	0.813
4.425	0.813
4.500	0.813
4.575	0.813
4.650	0.813
4.725	0.813
4.800	0.813
4.875	0.813
4.950	0.813
5.025	0.813
5.100	0.813
5.175	0.813
5.250	0.813
5.325	0.813
5.400	0.813
5.475	0.813
5.550	0.813
5.625	0.813
5.700	0.813
5.775	0.813
5.850	0.813
5.925	0.813
6.000	0.813

T : Periodo de vibración del sistema elástico, en segundos.
 T_a : Periodo de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para periodos cortos, y la parte descendiente del espectro de diseño.
 T_b : Periodo de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño para periodos largos.

- En razón a lo anterior y en la búsqueda de un comportamiento adecuado y claro de la estructura se propone descomponer el sistema en tres estructuras totalmente independientes conectadas por pasos peatonales de apoyo simple con el fin de garantizar su concepto y funcionalidad.
- Se realizó una asignación de nomenclatura tanto a vigas como a columnas de acuerdo a la información encontrada en planos con el de darle una manejabilidad a la información tabulada en hojas de cálculo.

4.1.2 Espectro de diseño, masa total, ajuste del cortante basal.

A continuación se presentan los análisis de fuerza horizontal equivalente y análisis modal espectral con su respectivo ajuste para la corrección del cortante basal de cada edificio.

Edificio Administración

FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE (A.4.2 NSR-10)

M [kgf·s ² /m]	25409		42043,07		
Peso	249 Ton	2493 kN	1.528.400,00		
$h_{edifico}$ [m]	6,00		1.528.400,00		
A_v	0,25		1.373.800,00	13476,978	13847956,31
F_v	1,9				13847,95631
C_u	1,18	A.4.2-2 NSR-10			0,017999933

C_t_x	0,047		C_t_y	0,047	
α_x	0,9		α_y	0,9	
T_{a_x}	0,236 s		T_{a_y}	0,236 s	
$C_u \cdot T_{a_x}$	0,278 s		$C_u \cdot T_{a_y}$	0,278 s	
Tx modal	0,460 s		Ty modal	1,070 s	
Tajuste x	0,278 s		Tajuste y	0,278 s	
$S_{a_x}[g]$	0,813		$S_{a_y}[g]$	0,813	
V_{s_x}	203 Ton	2025 kN	V_{s_y}	203 Ton	2025 kN
100% FHE	203 Ton	2025 kN	100% FHE	203 Ton	2025 kN

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Tx modal	0,460 s	Ty modal	1,070 s
S_{a_x} modal [g]	0,813	S_{a_y} modal [g]	0,533

REVISIÓN DE CORTANTE BASAL (A.5.4.5 NSR-10)

CORTANTE BASAL CON EL MODELO INICIAL

	F1	F2	TOTAL	AJUSTE	100% FHE	FACTOR COORRECCIÓN
$V_{e(x)}$ [Ton]	198,27	6,29	198,373		Ajuste X	1,021
$V_{e(y)}$ [Ton]	11,67	117,89	118,471		Ajuste Y	1,709
						10,02
						16,77

Edificio De Aulas

FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE (A.4.2 NSR-10)

M [kgf·s ² /m]	45867		26329,39		
Peso	450 Ton	4500 kN	1.528.400,00		
$h_{edifico}$ [m]	6,00		1.528.400,00		
A_v	0,25		1.373.800,00	13476,978	13847956,31
F_v	1,9				13847,95631
C_u	1,18	A.4.2-2 NSR-10			0,03249254

C_t_x	0,047		C_t_y	0,047	
α_x	0,9		α_y	0,9	
T_{a_x}	0,236 s		T_{a_y}	0,236 s	
$C_u \cdot T_{a_x}$	0,278 s		$C_u \cdot T_{a_y}$	0,278 s	
Tx modal	0,280 s		Ty modal	0,420 s	
Tajuste x	0,278 s		Tajuste y	0,278 s	
$S_{a_x}[g]$	0,813		$S_{a_y}[g]$	0,813	
V_{s_x}	366 Ton	3656 kN	V_{s_y}	366 Ton	3656 kN
100% FHE	366 Ton	3656 kN	100% FHE	366 Ton	3656 kN

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Tx modal	0,280 s	Ty modal	0,420 s
S_{a_x} modal [g]	0,813	S_{a_y} modal [g]	0,813

2,98E+05 5,21E+03
4,37E+03 251708,08

REVISIÓN DE CORTANTE BASAL (A.5.4.5 NSR-10)

CORTANTE BASAL CON EL MODELO INICIAL

	F1	F2	TOTAL	AJUSTE	100% FHE	FACTOR COORRECCIÓN
$V_{e(x)}$ [Ton]	298,41	5,21	298,453		Ajuste X	1,225
$V_{e(y)}$ [Ton]	4,37	251,71	251,746		Ajuste Y	1,452
						12,02
						14,25

Edificio gimba.

FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE (A.4.2 NSR-10)

M [kgf·s ² /m]	28330	
Peso	258 Ton	2583 kN
h _{edificio} [m]	6,00	
Av	0,25	
Fv	1,9	
Cu	1,18	A.4.2-2 NSR-10

C _{ty}	0,047		C _{ty}	0,047	
α _y	0,9		α _y	0,9	
T _{ax}	0,236 s		T _{ay}	0,236 s	
Cu·T _{ax}	0,278 s		Cu·T _{ay}	0,278 s	
T _{x modal}	0,380 s		T _{y modal}	0,520 s	
Tajuste x	0,278 s		Tajuste y	0,278 s	
S _{ax} [g]	0,813		S _{ay} [g]	0,813	
V _{sx}	210 Ton	2099 kN	V _{sy}	210 Ton	2099 kN
100% FHE	210 Ton	2099 kN	100% FHE	210 Ton	2099 kN

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

T _{x modal}	0,380 s	T _{y modal}	0,520 s
S _{ax modal} [g]	0,813	S _{ay modal} [g]	0,813

REVISIÓN DE CORTANTE BASAL (A.5.4.5 NSR-10)

CORTANTE BASAL CON EL MODELO INICIAL

	F1	F2	TOTAL
V _{bxl} [Ton]	184,64	4,59	184,700
V _{bly} [Ton]	4,59	158,80	158,865

AJUSTE	100% FHE	FACTOR CORRECCIÓN	
	Ajuste X	1,136	11,15
	Ajuste Y	1,321	12,96

4.1.3 Implementación de software en modelamiento elástico.

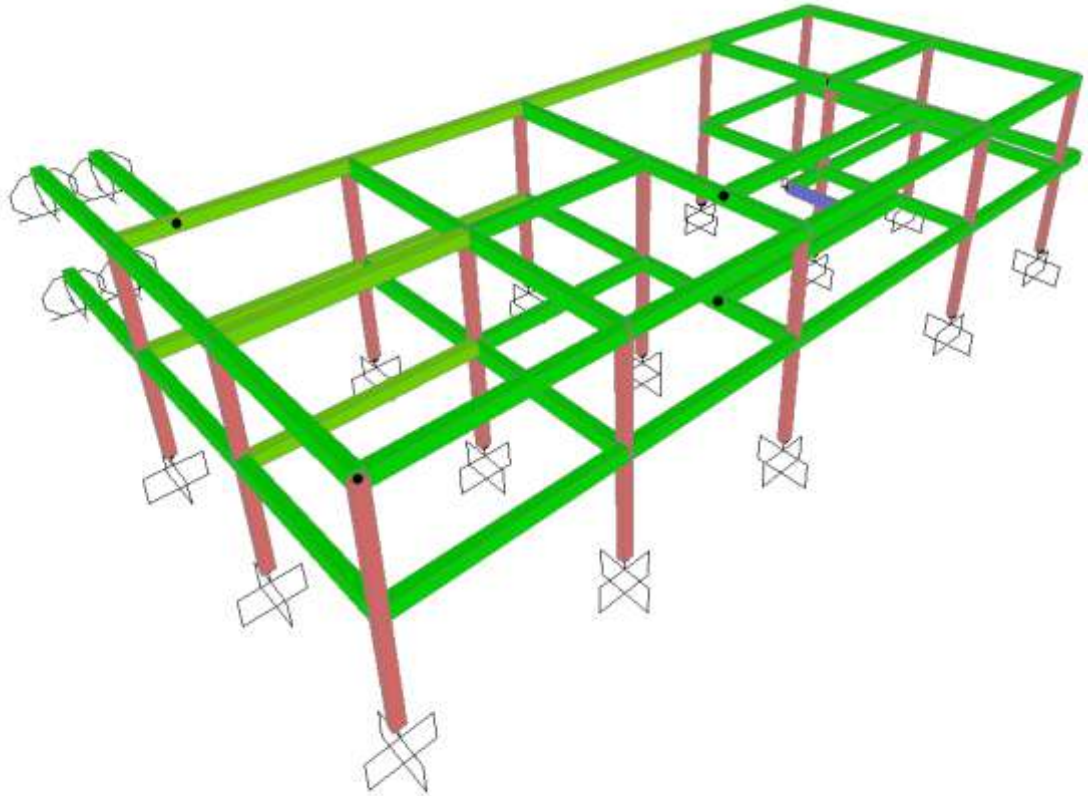


Figura 22. Modelo estructural del edificio de administración.

Edificio De Administración Primer Piso.

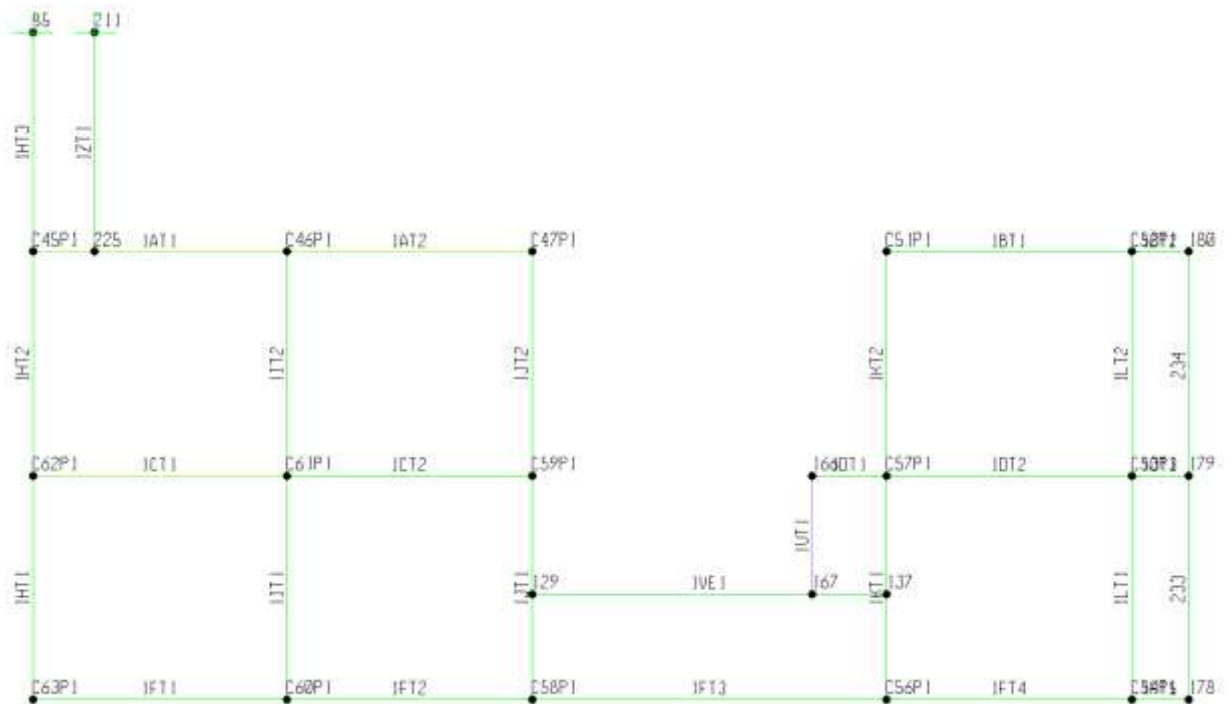


Figura 23. Nomenclatura de vigas y columnas

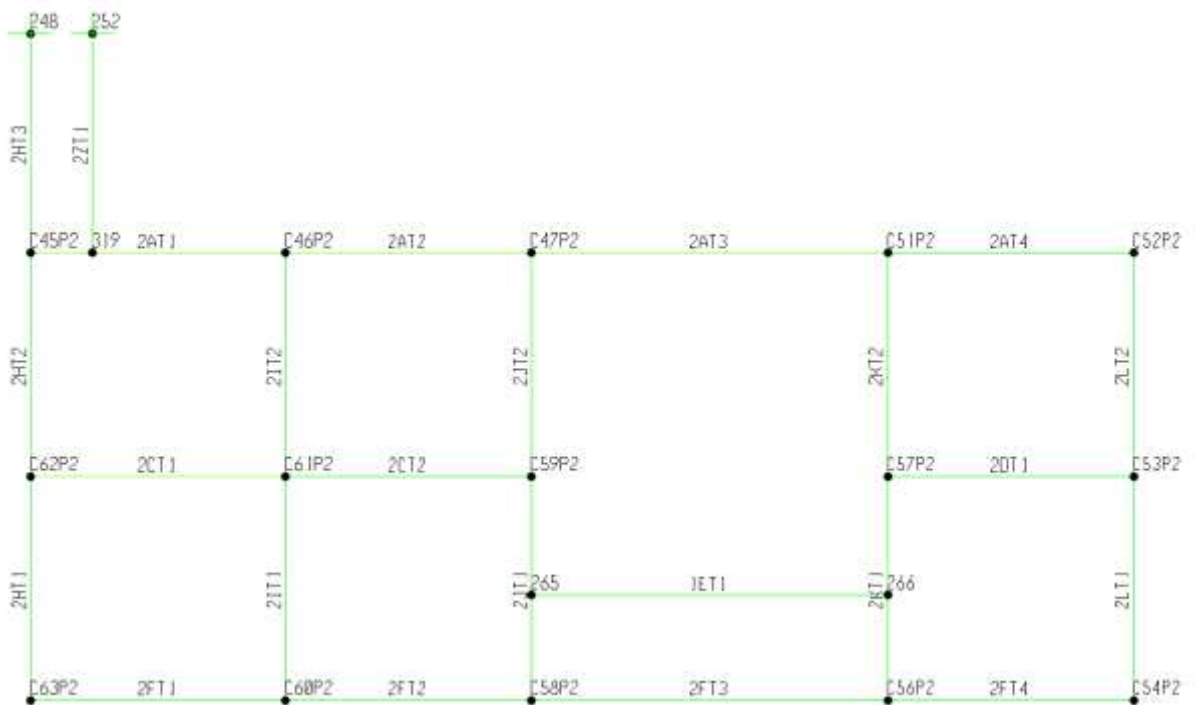


Figura 24. Nomenclatura de vigas y columnas



Figura 25. Nodos de cimentación del edificio de administración

MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE AULAS

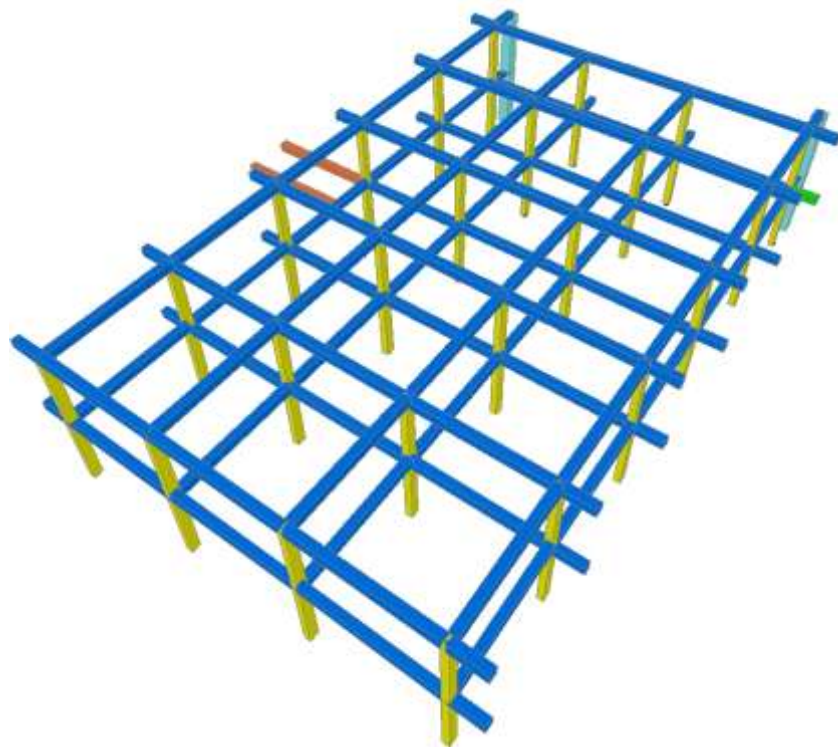


Figura 26. Modelo estructural del edificio de aulas

EDIFICIO DE AULAS PRIMER PISO.

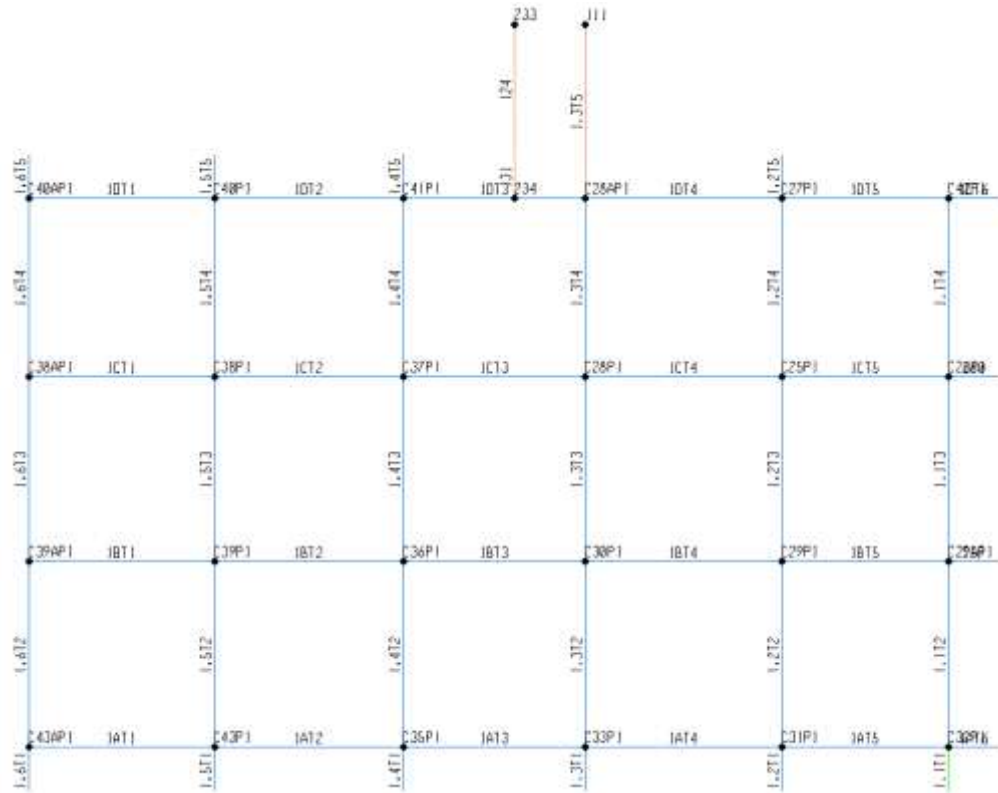


Figura 27. Nomenclatura de vigas y columnas 1° piso

EDIFICIO DE AULAS SEGUNDO PISO

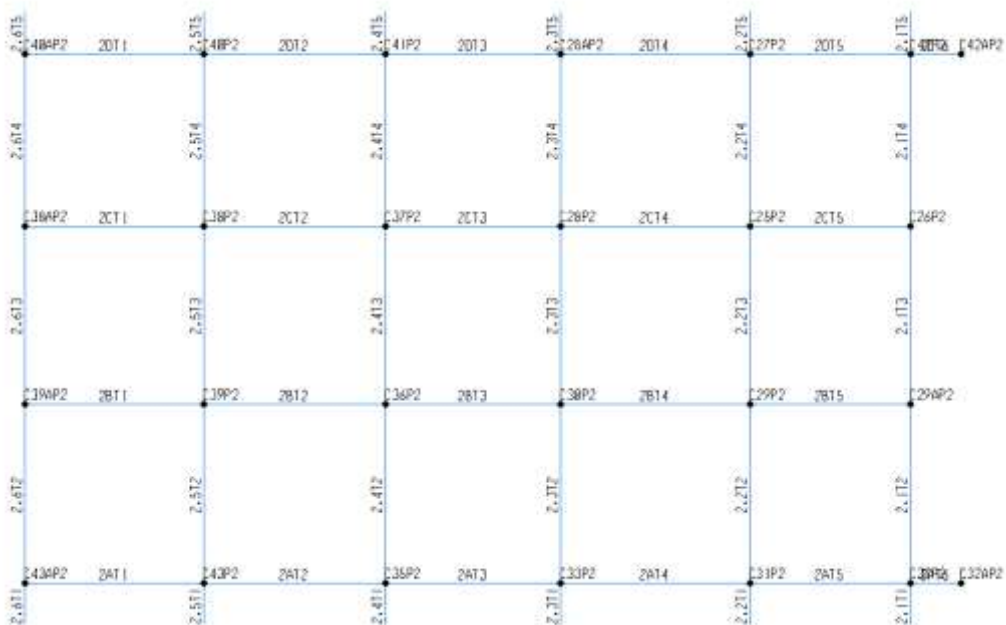


Figura 28. Nomenclatura de vigas y columnas 2° piso

NODOS DE CIMENTACION DEL EDIFICIO DE AULAS

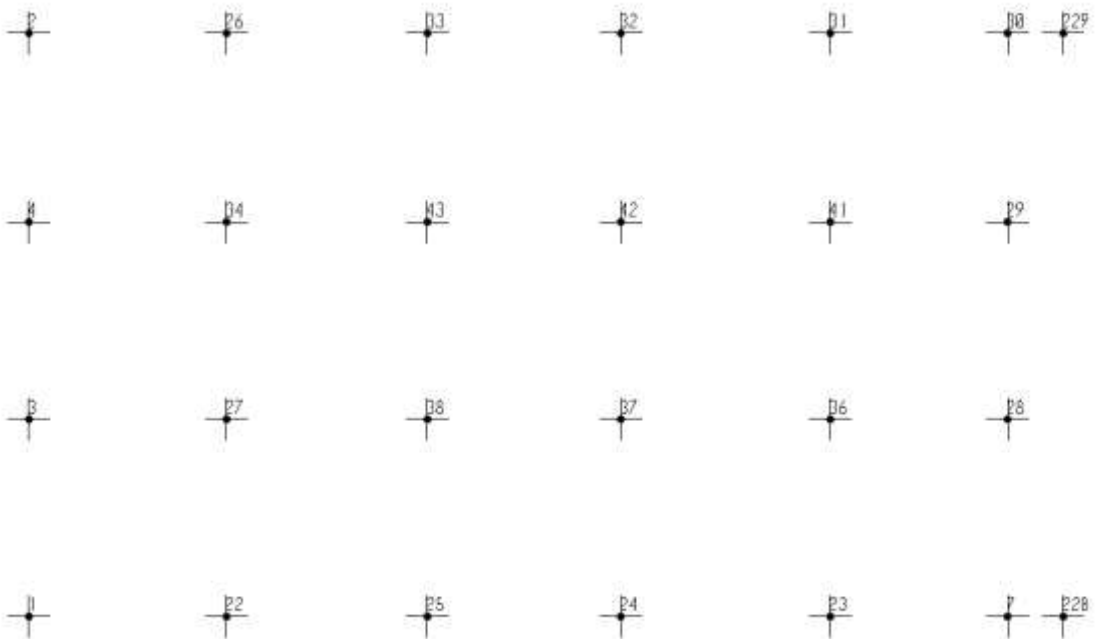


Figura 29. Nodos de cimentación del edificio de aulas.

MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO GIMBA.

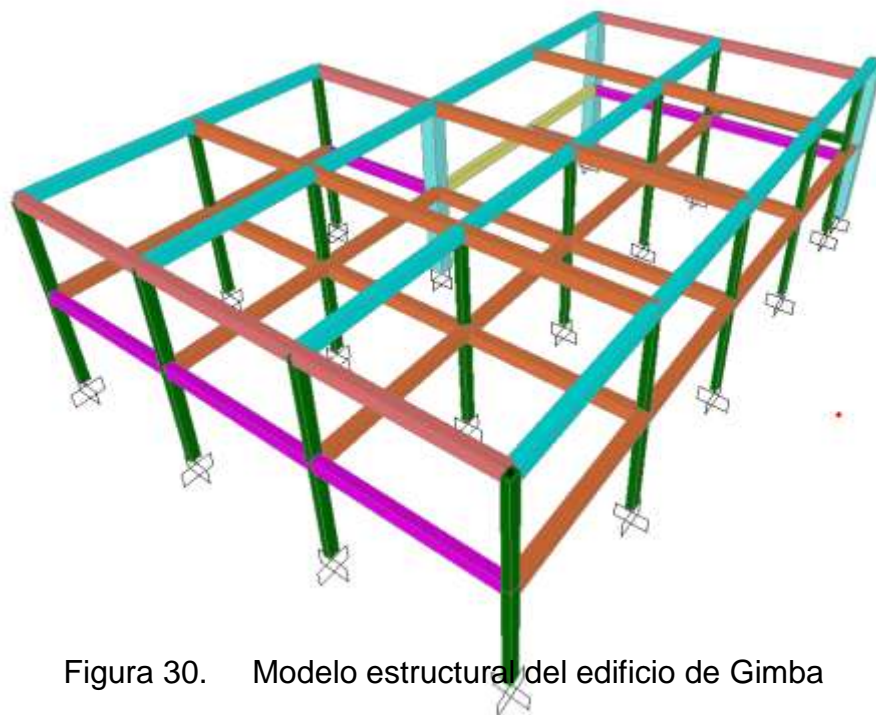


Figura 30. Modelo estructural del edificio de Gimba

EDIFICIO GIMBA PRIMER PISO.

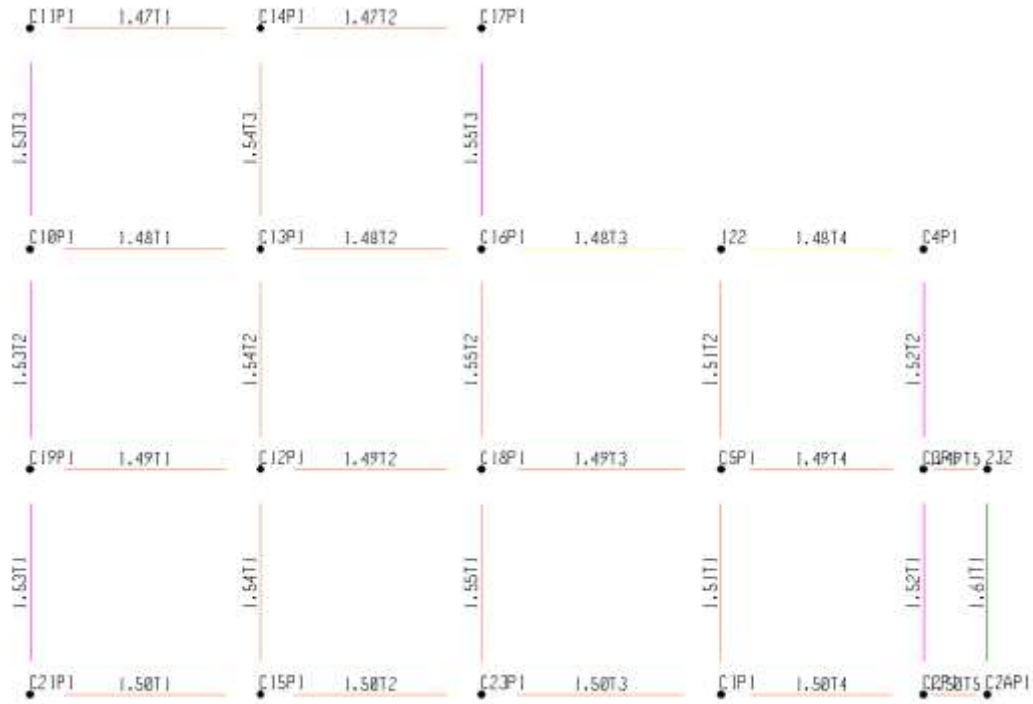


Figura 31.

Nomenclatura de vigas y columnas 1º piso

EDIFICIO GIMBA SEGUNDO PISO.



Figura 32. Nomenclatura de vigas y columnas 2º piso

NODOS DE CIMENTACION DEL EDIFICIO GIMBA.

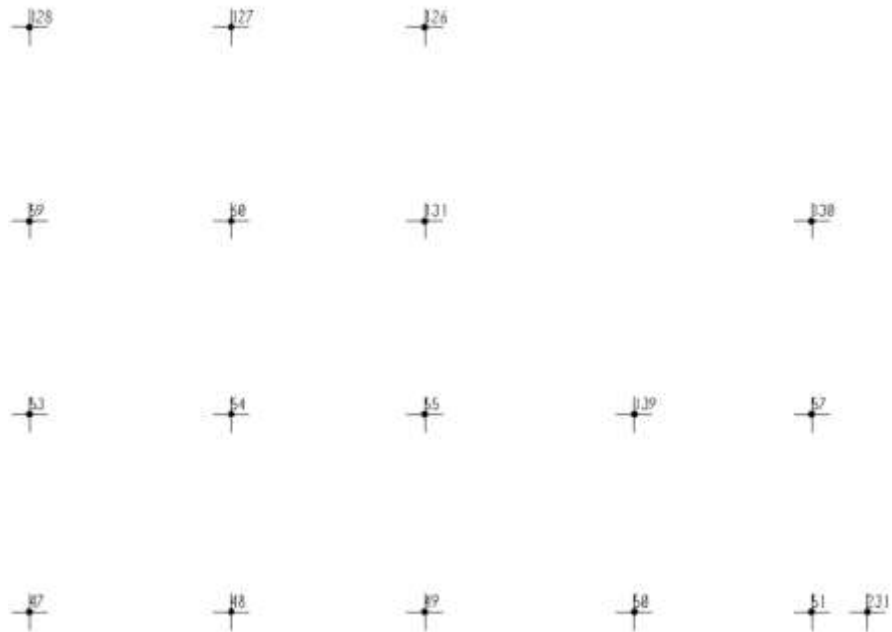


Figura 33. Nodos de cimentación del edificio de Gimba.

4.2 INDICE DE SOBRE ESFUERZO.

El índice de sobreesfuerzo se define como el cociente que hay entre las solicitaciones de carga (Momento, Carga Axial, Cortante, Torsión) y la resistencia efectiva de un elemento o conjunto.

Las solicitaciones se tomaron de las cargas últimas generadas del modelo computacional con las siguientes combinaciones de carga según la NSR-2010[1] son:

- Combinación 1..... $1.2D + 1.6L$
- Combinación 2..... $1.2D + 1.0L + E_x$
- Combinación 3..... $1.2D + 1.0L + E_y$
- Combinación 4..... $0.90D + E_x$
- Combinación 5..... $0.90D + E_y$

Donde $E = F_s/R$

Resistencia Efectiva para Flexión en vigas

El cálculo de las resistencias de los elementos se hicieron en hoja electrónica, aquí se consigna el resumen debido a su gran extensión.

$$C = T$$

$$0.85 * f'_c * b * a = A_s * F_y$$

$$M_r = \phi * A_s * F_y * \left((H - d') - \left(\frac{a}{2} \right) \right)$$

Resistencia Efectiva por Cortante en vigas.

$$V_r = \phi * (V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_s = \frac{A_v * F_{yt} * d}{S}$$

Índices de Sobreesfuerzo en las Vigas de Entrepiso

Los índices de sobreesfuerzo de cada uno de los elementos individuales de la estructura se obtienen para todos los efectos tales como flexión, cortante, carga axial, etc. Esto se logra dividiendo la fuerza o esfuerzo de la sollicitación equivalente mayorada de acuerdo a lo especificado en NSR-2.010[1], por la resistencia efectiva del elemento.

Resistencias Efectivas en Columnas.

Cálculo de la Carga Axial a Compresión Mínima Pmin

$$P_{\min} = 0.10 * f'_c * A_g$$

Cálculo de la Carga Axial a Compresión Mínima Pmax.

$$P_{\max} = \alpha * \phi * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{\text{stotal}}) + A_{\text{stotal}} * f_y]$$

Cálculo de Mbx = Mby respecto al centro plástico.

$$M_{bx} = M_{by} = \phi * 0.85 * f'_c * c_b * \beta * b * \left(d - \frac{c_b * \beta}{2}\right) + \phi * A'_s * F_y * (d - d')$$

Resistencia Efectiva a Cortante

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{N_u}{14 * A_g}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$$\text{indice} = \frac{P_u - P_b}{P_o - P_b} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{bx}}\right)^{1.5} + \left(\frac{M_{uy}}{M_{by}}\right)^{1.5}$$

Solicitaciones e índices en la Cimentación

$$a) V_c = 0.17 * \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$b) V_c = 0.083 * \left[\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2 \right] * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$c) V_c = 0.333 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Calculados los tres valores de fuerzas cortantes, se escoge el menor y se multiplica por los respectivos coeficientes.

$$\phi * \phi_c * \phi_e * V_c$$

A continuación se muestra una tabla como ejemplo del proceso del cálculo de los índices de sobreesfuerzo, del misma manera se hizo para los índices de flexibilidad, no se consignan todas las tablas aquí debido a su gran extensión.

INFORMACION GENERAL		
f'c :	21	Mpa
fy :	420	Mpa
d' :	50	mm
Ø :	0.9	
Øc :	1	
Øe :	1	

Tabla 4. Índice de sobreesfuerzo en vigas

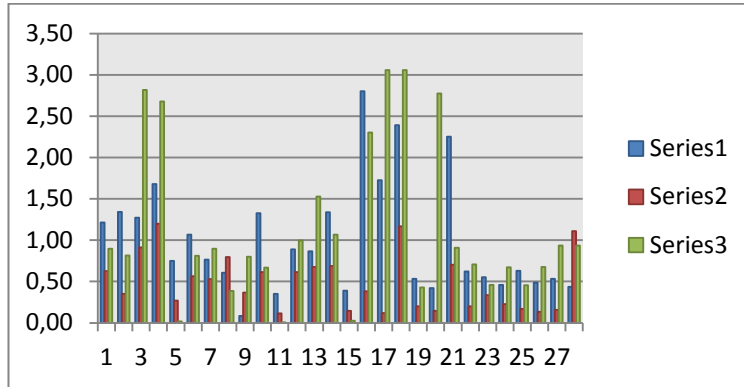
D. SOLICITACIONES E INDICES POR FLEXION EN VIGAS DE ENTREPISO.													
datos del modelo													
REF	PISO	EJE	VIGAS ENTRE	MOMENTOS RESISTENTES EFECTIVO (KN)			MOMENTOS ACTUANTE (KN-m)			INDICE SOBRE ESFUERZO			
				BORDE (-)	ENTRO (-)	BORDE (-)	BORDE (-)	CENTRO (+)	BORDE (-)				
				MOMENTO (KN-m)	MOMENTO (KN-m)	MOMENTO (KN-m)	MOMENTO (KN-m)	MOMENTO (KN-m)	MOMENTO (KN-m)				
ADMISIONISTAS	T1	1	VF1	VH1-VI1	79,07	79,07	79,07	96,1039	49,3952	70,9155	1,22	0,62	0,90
	T2	1	VF1	VI1-VJ1	79,07	79,07	96,39	106,2402	27,6307	78,4434	1,34	0,35	0,81
	T3	1	VF1	VJ1-VK1	96,39	78,35	42,58	122,6207	71,4083	120,0168	1,27	0,91	2,82
	T4	1	VF1	VJ1-VL1	42,58	27,85	42,58	71,4787	33,4335	113,9918	1,68	1,20	2,68
	T5	1	VF1	VJ1-VL1	42,58	41,05	80,51	31,9138	11,0957	1,3384	0,75	0,27	0,02
	T1	1	VC1	VH1-VI1	102,40	158,29	207,79	109,242	89,275	168,9189	1,07	0,56	0,81
	T2	1	VC1	VI1-VJ1	207,79	145,52	125,78	159,1677	76,737	112,9106	0,77	0,53	0,90
	T1	1	VE1	VJ1-VK1	121,69	121,17	164,21	73,1764	96,5478	63,0476	0,61	0,80	0,38
	T1	1	VD1	VJ1-VK1	111,91	111,91	111,91	9,4694	40,8055	89,5973	0,08	0,36	0,80
	T2	1	VD1	VJ1-VL1	111,91	127,54	193,38	148,4694	78,433	129,511	1,33	0,61	0,67
	T3	1	VD1	VL1-MURO	193,38	193,38	193,38	67,5359	22,1419	1,1656	0,35	0,11	0,01
	T1	1	VA1	VH1-VI1	111,91	111,91	119,88	99,2928	68,7574	119,6252	0,89	0,61	1,00
T2	1	VA1	VI1-VJ1	119,88	62,13	41,05	103,8152	42,1146	62,7032	0,87	0,68	1,53	
T5	1	VB1	VK1-VL1	53,78	72,67	85,50	71,9238	50,098	91,2001	1,34	0,69	1,07	
T6	1	VB1	VL1-MURO	85,50	85,50	85,50	33,3421	12,3161	2,1786	0,39	0,14	0,03	
T1	1	VH1	VF1-VC1	15,74	27,66	15,74	44,1151	10,5865	36,233	2,80	0,38	2,30	
T2	1	VH1	VC1-VA1	15,74	27,66	15,74	27,1522	3,3309	48,1427	1,72	0,12	3,06	
T3	1	VH1	-	15,74	27,66	15,74	37,6732	32,3268	48,1427	2,39	1,17	3,06	
T1	1	VI1	VF1-VC1	66,03	53,78	70,35	35,1175	10,7339	30,2064	0,53	0,20	0,43	
T2	1	VI1	VC1-VA1	70,35	48,23	14,16	29,5277	7,1177	39,2653	0,42	0,15	2,77	
T1	1	VJ1	VF1-VC1	27,66	96,70	77,29	62,2492	67,9266	70,2537	2,25	0,70	0,91	
T2	1	VJ1	VC1-VA1	77,29	42,12	42,12	48,0876	8,3651	29,8007	0,62	0,20	0,71	
T1	1	VK1	VF1-VC1	107,90	156,82	107,90	59,5947	52,5319	49,4641	0,55	0,33	0,46	
T2	1	VK1	VC1-VA1	107,90	42,12	42,12	49,5043	9,5611	28,2866	0,46	0,23	0,67	
T1	1	VL1	VF1-VC1	41,05	53,78	53,78	25,8301	9,004	24,5471	0,63	0,17	0,46	
T2	1	VL1	VC1-VA1	53,78	53,78	41,05	26,2052	7,2057	27,8027	0,49	0,13	0,68	
T1	1	VU1	-	53,78	53,78	41,05	28,6082	8,3903	38,3682	0,53	0,16	0,93	
T1	1	VZ1	-	53,78	53,78	41,05	23,4674	59,6338	38,3682	0,44	1,11	0,93	
ADMISIONISTAS	T1	2	VF1	VH1-VI1	43,50	29,54	29,54	20,6412	11,3067	19,5543	0,47	0,38	0,66
	T2	2	VF1	VI1-VJ1	43,50	29,54	29,54	26,3791	6,6496	15,8786	0,61	0,23	0,54
	T3	2	VF1	VJ1-VK1	43,50	29,54	29,54	35,8778	22,5288	35,2982	0,82	0,76	1,20
	T4	2	VF1	VJ1-VK1	43,50	29,54	29,54	12,8694	8,8276	28,5947	0,30	0,30	0,97
	T1	2	VC1	VH1-VI1	43,50	29,54	29,54	27,7631	17,7333	31,3408	0,64	0,60	1,06
	T2	2	VC1	VI1-VJ1	43,50	29,54	29,54	29,3078	14,5366	29,5016	0,67	0,49	1,00
	T3	2	VD1	VL1-MURO	43,50	29,54	29,54	27,412	19,4657	22,8055	0,63	0,66	0,77
	T1	2	VA1	VH1-VI1	43,50	29,54	29,54	38,0859	25,7831	38,1378	0,88	0,87	1,29
	T2	2	VA1	VI1-VJ1	43,50	29,54	29,54	27,2367	7,8552	46,4794	0,63	0,27	1,57
	T5	2	VA1	VK1-VL1	43,50	29,54	29,54	54,408	37,617	56,1907	1,25	1,27	1,90
	T6	2	VA1	VL1-MURO	73,96	29,54	29,54	51,1232	12,1322	17,2338	0,69	0,41	0,58
	T1	2	VH1	VF1-VC1	36,25	24,61	24,61	7,0922	6,3127	8,1434	0,20	0,26	0,33
T2	2	VH1	VC1-VA1	36,25	24,61	24,61	5,4087	1,0156	14,7615	0,15	0,04	0,60	
T3	2	VH1	-	36,25	24,61	24,61	17,2879	17,4185	6,75E-15	0,48	0,71	0,00	
T1	2	VZ	-	36,25	24,61	24,61	6,6171	22,5349	5,701E-15	0,18	0,92	0,00	
T1	2	VI1	VF1-VC1	43,50	29,54	29,54	6,3306	6,1351	7,8108	0,15	0,21	0,26	
T2	2	VI1	VC1-VA1	43,50	29,54	29,54	8,001	5,1205	7,116	0,18	0,17	0,24	
T1	2	VJ1	VF1-VC1	36,25	24,61	24,61	15,2058	23,7359	22,3953	0,42	0,96	0,91	
T2	2	VJ1	VC1-VA1	36,25	24,61	24,61	14,5899	3,6037	3,6548	0,40	0,15	0,15	
T1	2	VK1	VF1-VC1	36,25	24,61	24,61	15,1555	23,8889	22,4511	0,42	0,97	0,91	
T2	2	VK1	VC1-VA1	36,25	24,61	24,61	13,8737	3,7832	3,4636	0,38	0,15	0,14	
T1	2	VL1	VF1-VC1	43,50	29,54	29,54	4,9728	5,6992	8,0807	0,11	0,19	0,27	
T2	2	VL1	VC1-VA1	43,50	29,54	29,54	8,4766	5,4188	5,1441	0,19	0,18	0,17	

Tabla 5. Índices de sobreesfuerzo en columnas

I. SOLICITACIONES E INDICES-FLEXO-COMPRESION EN COLUMNAS															
DATOS DEL MODELO															
CORTANTES RESISTENTES EFECTIVO (KN)															
PISO	COL	COMBO	controla	Pu (Kn)	Mu			α	Pbalanceados			Poe(Kn)	Mbalanceados		INDICE
					Mux (KN-m)	Muy (KN-m)			Pbxe (KN)	Pbye (KN)	Pbe (KN)		Mbxe (KN-m)	Mbye (KN-m)	
2	C45	1	TRACCION	86.9	8.0	48.1	80.5	463.3	417.0	468.2	-226.8	56.9	23.8	3.5	
2		2	TRACCION	82.5	4.4	26.6	80.6	463.3	417.0	468.2	-226.8	56.9	23.8	1.8	
2		3	TRACCION	82.8	0.2	30.8	89.6	463.3	417.0	463.5	-226.8	56.9	23.8	2.0	
2		4	TRACCION	57.4	1.1	8.9	82.8	463.3	417.0	467.0	-226.8	56.9	23.8	0.8	
2		5	TRACCION	57.7	3.5	13.1	74.9	463.3	417.0	471.1	-226.8	56.9	23.8	1.0	
2	C46	1	TRACCION	78.7	0.2	9.4	88.6	269.3	242.4	269.8	-226.8	56.9	23.8	0.6	
2		2	TRACCION	74.0	3.2	16.9	79.4	269.3	242.4	272.5	-226.8	56.9	23.8	1.0	
2		3	TRACCION	73.7	9.2	15.0	58.5	269.3	242.4	278.8	-226.8	56.9	23.8	1.0	
2		4	TRACCION	50.3	3.3	13.4	76.0	269.3	242.4	273.5	-226.8	56.9	23.8	0.9	
2		5	TRACCION	50.0	9.3	11.5	50.8	269.3	242.4	281.1	-226.8	56.9	23.8	0.9	
2	C47	1	TRACCION	90.7	0.8	16.0	87.1	276.5	248.8	277.3	-226.8	56.9	23.8	0.9	
2		2	TRACCION	84.8	2.0	29.8	86.2	276.5	248.8	277.6	-226.8	56.9	23.8	1.8	
2		3	TRACCION	84.4	7.4	25.9	74.1	276.5	248.8	281.3	-226.8	56.9	23.8	1.6	
2		4	TRACCION	56.7	2.3	23.9	84.4	276.5	248.8	278.2	-226.8	56.9	23.8	1.5	
2		5	TRACCION	56.3	7.8	20.0	68.8	276.5	248.8	283.0	-226.8	56.9	23.8	1.3	
2	C51	1	TRACCION	94.5	0.9	20.5	87.6	204.0	183.6	204.5	-226.8	56.9	23.8	1.1	
2		2	TRACCION	88.0	2.1	3.2	56.5	204.0	183.6	211.5	-226.8	56.9	23.8	0.3	
2		3	TRACCION	88.0	6.7	6.7	45.3	204.0	183.6	214.1	-226.8	56.9	23.8	0.5	
2		4	TRACCION	58.9	2.5	4.5	60.8	204.0	183.6	210.6	-226.8	56.9	23.8	0.4	
2		5	TRACCION	58.9	7.1	1.0	8.1	204.0	183.6	222.5	-226.8	56.9	23.8	0.4	
2	C52	1	TRACCION	36.7	2.2	19.5	83.6	290.1	261.1	292.1	-226.8	56.9	23.8	1.2	
2		2	TRACCION	33.5	4.9	31.5	81.2	290.1	261.1	292.9	-226.8	56.9	23.8	2.0	
2		3	TRACCION	33.8	8.8	27.5	72.2	290.1	261.1	295.8	-226.8	56.9	23.8	1.8	
2		4	TRACCION	22.6	4.3	24.4	79.9	290.1	261.1	293.3	-226.8	56.9	23.8	1.6	
2		5	TRACCION	22.9	8.3	20.3	67.8	290.1	261.1	297.2	-226.8	56.9	23.8	1.4	
2	C53	1	TRACCION	52.5	0.7	25.8	88.6	267.4	240.7	267.8	-226.8	56.9	23.8	1.6	
2		2	TRACCION	47.0	1.7	34.7	87.2	267.4	240.7	268.2	-226.8	56.9	23.8	2.2	
2		3	TRACCION	47.9	3.2	26.8	83.1	267.4	240.7	269.4	-226.8	56.9	23.8	1.7	
2		4	TRACCION	29.8	1.5	24.3	86.6	267.4	240.7	268.4	-226.8	56.9	23.8	1.5	
2		5	TRACCION	30.7	3.0	16.4	79.6	267.4	240.7	270.5	-226.8	56.9	23.8	1.1	
2	C54	1	TRACCION	28.1	3.7	12.0	73.0	465.9	419.3	474.7	-226.8	56.9	23.8	1.0	
2		2	TRACCION	25.0	0.9	24.8	88.0	465.9	419.3	466.9	-226.8	56.9	23.8	1.7	
2		3	TRACCION	25.3	3.1	20.8	81.5	465.9	419.3	470.3	-226.8	56.9	23.8	1.5	
2		4	TRACCION	16.2	0.2	19.8	89.5	465.9	419.3	466.2	-226.8	56.9	23.8	1.4	
2		5	TRACCION	16.5	4.1	15.9	75.4	465.9	419.3	473.5	-226.8	56.9	23.8	1.2	
2	C56	1	TRACCION	77.2	17.3	23.4	53.5	335.4	301.8	349.0	-226.8	56.9	23.8	1.6	
2		2	TRACCION	69.0	13.4	32.6	67.6	335.4	301.8	343.7	-226.8	56.9	23.8	2.2	
2		3	TRACCION	69.0	8.9	30.4	73.7	335.4	301.8	341.5	-226.8	56.9	23.8	2.0	
2		4	TRACCION	42.5	8.0	26.0	72.9	335.4	301.8	341.8	-226.8	56.9	23.8	1.7	
2		5	TRACCION	42.5	3.5	23.8	81.7	335.4	301.8	338.5	-226.8	56.9	23.8	1.5	
2	C57	1	TRACCION	69.7	11.9	11.9	45.0	352.5	317.3	370.1	-226.8	56.9	23.8	1.0	
2		2	TRACCION	62.2	12.0	2.7	12.5	352.5	317.3	382.9	-226.8	56.9	23.8	0.7	
2		3	TRACCION	63.0	13.3	4.1	17.0	352.5	317.3	381.1	-226.8	56.9	23.8	0.7	
2		4	TRACCION	38.6	8.1	9.1	48.2	352.5	317.3	368.9	-226.8	56.9	23.8	0.8	
2		5	TRACCION	39.4	9.5	2.4	14.1	352.5	317.3	382.2	-226.8	56.9	23.8	0.7	
2	C58	1	TRACCION	75.3	17.5	26.5	56.6	260.6	234.5	270.3	-226.8	56.9	23.8	1.7	
2		2	TRACCION	67.8	13.6	15.1	47.8	260.6	234.5	272.8	-226.8	56.9	23.8	1.0	
2		3	TRACCION	67.3	8.3	17.3	64.2	260.6	234.5	268.1	-226.8	56.9	23.8	1.1	
2		4	TRACCION	41.9	8.1	7.4	42.1	260.6	234.5	274.5	-226.8	56.9	23.8	0.7	
2		5	TRACCION	41.5	2.9	9.6	73.4	260.6	234.5	265.4	-226.8	56.9	23.8	0.7	
2	C59	1	TRACCION	68.7	10.2	28.8	70.5	271.9	244.7	277.8	-226.8	56.9	23.8	1.8	
2		2	TRACCION	62.0	10.5	37.1	74.2	271.9	244.7	276.7	-226.8	56.9	23.8	2.4	
2		3	TRACCION	62.5	12.3	29.6	67.5	271.9	244.7	278.7	-226.8	56.9	23.8	1.9	
2		4	TRACCION	38.9	7.2	26.0	74.5	271.9	244.7	276.6	-226.8	56.9	23.8	1.7	
2		5	TRACCION	39.3	9.0	18.5	64.1	271.9	244.7	279.8	-226.8	56.9	23.8	1.2	
2	C60	1	TRACCION	51.0	4.0	7.4	61.4	282.8	254.5	291.8	-226.8	56.9	23.8	0.7	
2		2	TRACCION	46.0	0.9	15.9	86.7	282.8	254.5	283.9	-226.8	56.9	23.8	1.0	
2		3	TRACCION	45.6	5.5	13.8	68.4	282.8	254.5	289.6	-226.8	56.9	23.8	0.9	
2		4	TRACCION	29.1	0.3	13.4	88.7	282.8	254.5	283.2	-226.8	56.9	23.8	0.9	
2		5	TRACCION	28.7	6.7	11.4	59.6	282.8	254.5	292.4	-226.8	56.9	23.8	0.9	
2	C61	1	TRACCION	86.0	0.8	4.6	80.1	414.7	373.2	419.3	-226.8	56.9	23.8	0.6	
2		2	TRACCION	77.0	1.8	11.8	81.3	414.7	373.2	418.7	-226.8	56.9	23.8	0.9	
2		3	TRACCION	77.0	4.1	7.1	59.9	414.7	373.2	428.6	-226.8	56.9	23.8	0.7	
2		4	TRACCION	46.7	1.5	10.2	81.5	414.7	373.2	418.6	-226.8	56.9	23.8	0.9	
2		5	TRACCION	46.8	3.8	5.5	55.0	414.7	373.2	430.8	-226.8	56.9	23.8	0.7	
2	C62	1	TRACCION	51.1	1.4	49.5	88.4	376.2	338.6	376.9	-226.8	56.9	23.8	3.5	
2		2	TRACCION	45.5	2.8	30.4	84.7	376.2	338.6	378.4	-226.8	56.9	23.8	2.0	
2		3	TRACCION	45.6	5.9	38.6	81.3	376.2	338.6	379.8	-226.8	56.9	23.8	2.6	
2		4	TRACCION	28.5	2.3	12.2	79.4	376.2	338.6	380.6	-226.8	56.9	23.8	1.0	
2		5	TRACCION	28.5	5.4	20.4	75.2	376.2	338.6	382.4	-226.8	56.9	23.8	1.4	
2	C63	1	TRACCION	32.0	3.0	29.3	84.1	153.1	137.8	154.1	-226.8	56.9	23.8	1.7	
2		2	TRACCION	28.5	0.8	11.2	85.7	153.1	137.8	153.8	-226.8	56.9	23.8	0.7	
2		3	TRACCION	28.6	8.2	14.7	60.9	153.1	137.8	158.0	-226.8	56.9	23.8	0.9	
2		4	TRACCION	18.3	1.7	0.7	21.0	153.1	137.8	164.8	-226.8	56.9	23.8	0.4	
2		5	TRACCION	18.4	9.0	4.2	24.7	153.1	137.8	164.2	-226.8	56.9	23.8	0.5	

INDICES POR FLEXION EN VIGAS DE ENTREPISO.

Grafica 1. Administración primer piso.



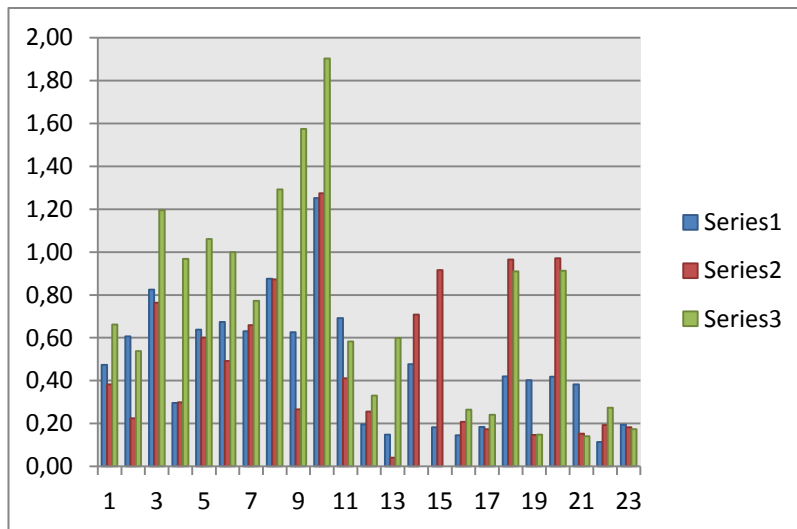
CONVENCIONES

Serie 1: Momento
Negativo (lado izquierdo)

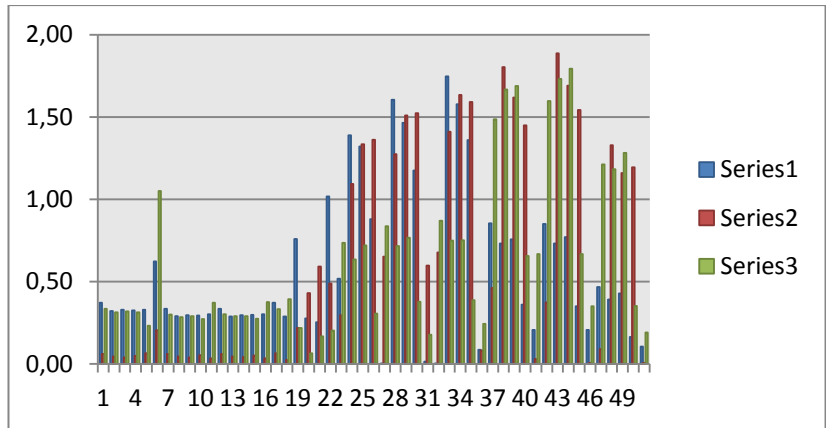
Serie 2: Momento
Positivo (centro de la luz)

Serie 3: Momento
Negativo (lado derecho)

Grafica 2. Administración segundo piso.

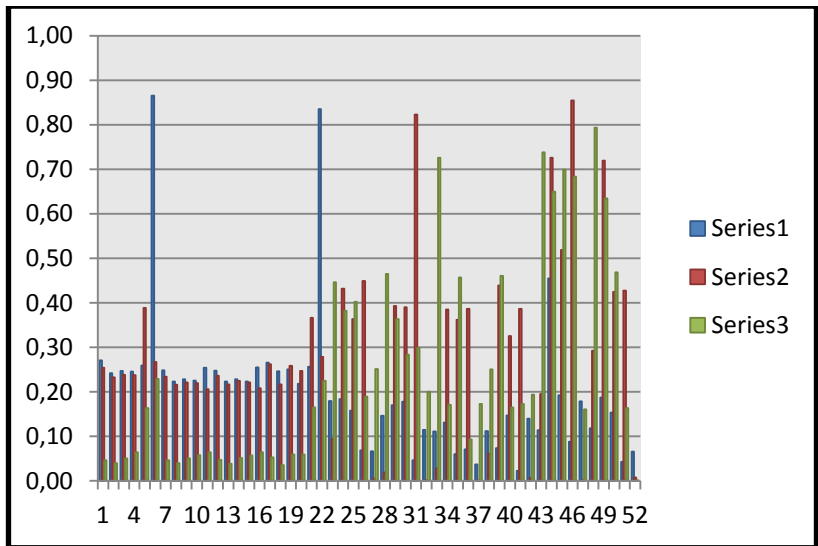


Grafica 3. Aulas primer piso.

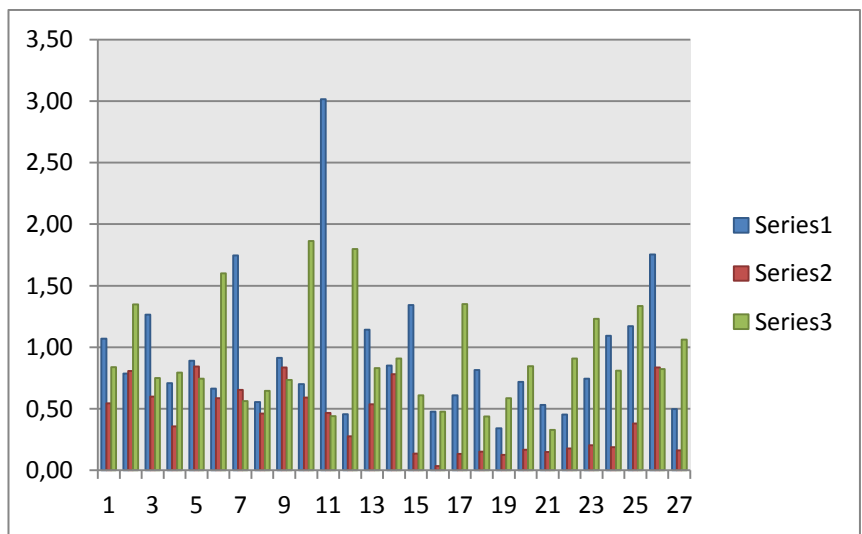


CONVENCIONES
 Serie 1: Momento
 Negativo (lado
 izquierdo)
 Serie 2: Momento
 Positivo (centro de la
 luz)
 Serie 3. Momento
 Negativo (lado derecho)

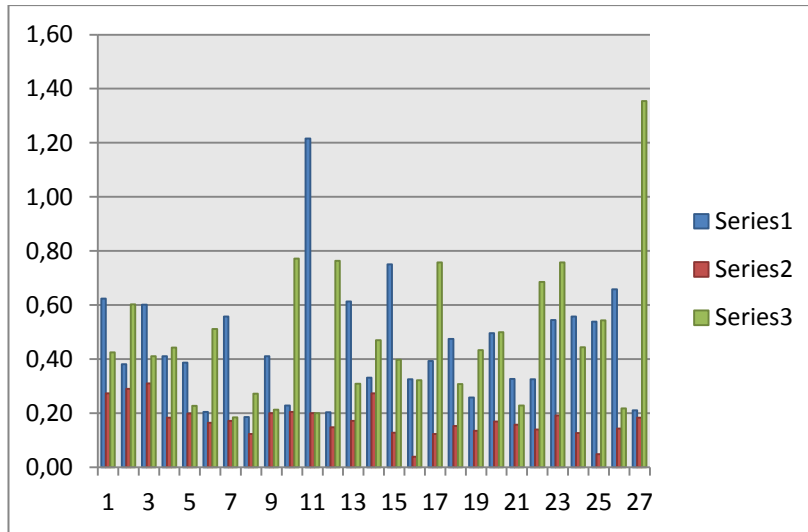
Grafica 4. Aulas segundo piso.



Grafica 5. Gimba primer piso

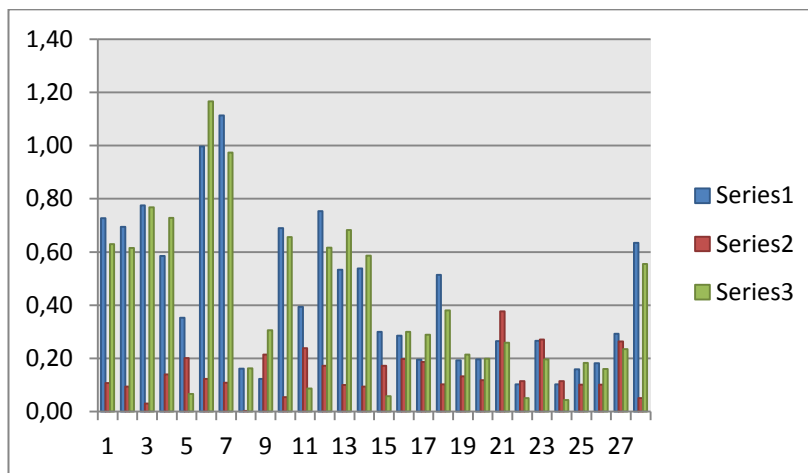


Grafica 6. Gimba segundo piso.



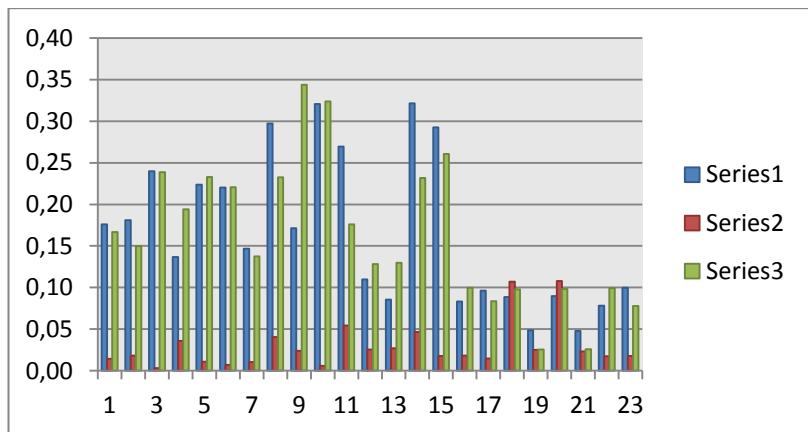
INDICES POR CORTE EN VIGAS DE ENTREPISO

Grafica 7. Administración primer piso.

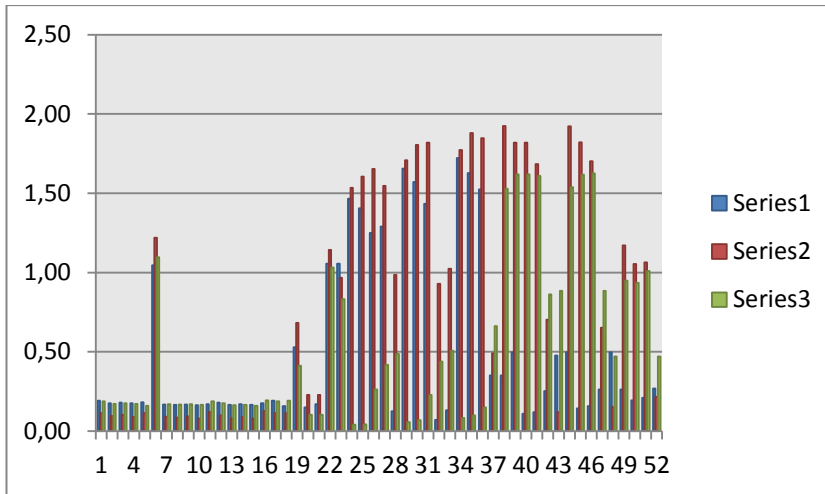


CONVENCIONES
 Serie 1: Momento
 Negativo (lado izquierdo)
 Serie 2: Momento
 Positivo (centro de la luz)
 Serie 3: Momento
 Negativo (lado derecho)

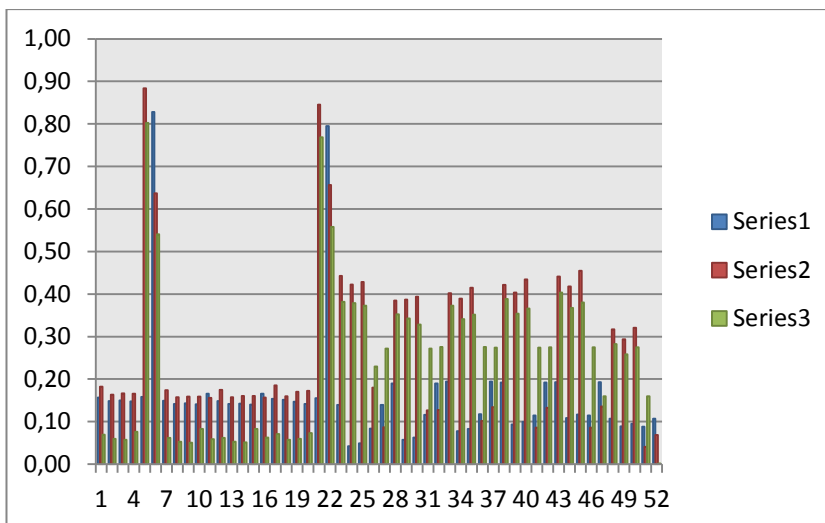
Grafica 8. Administración segundo piso



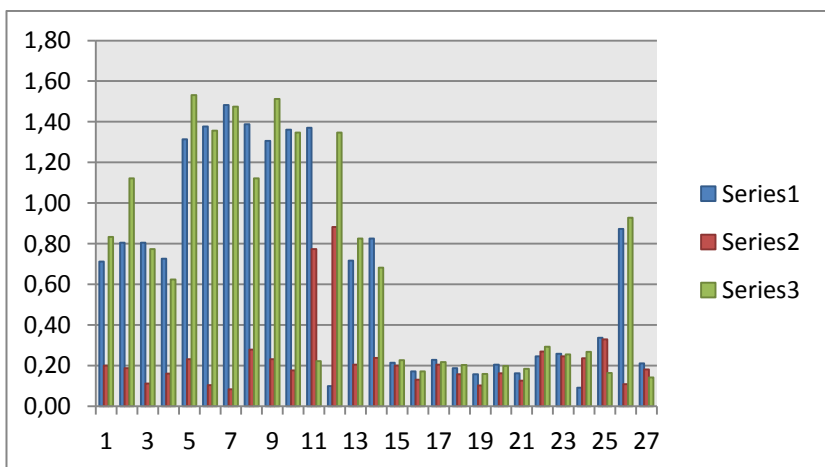
Grafica 9. Aulas primer piso



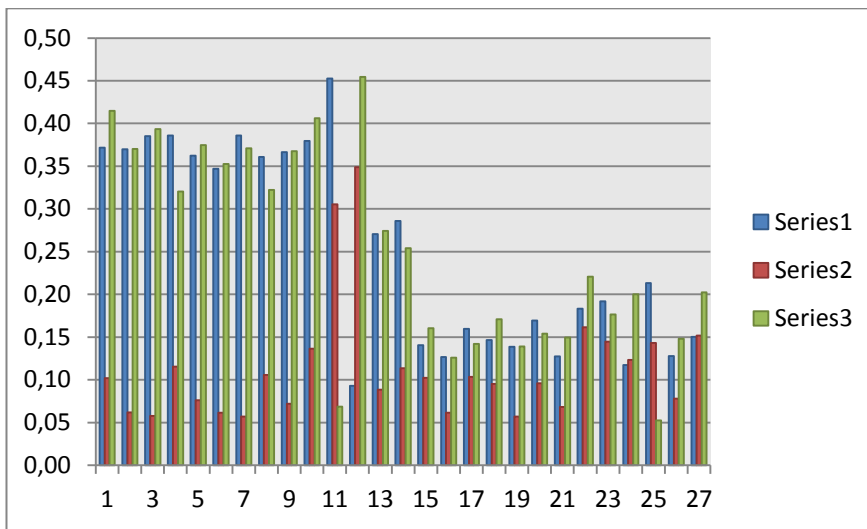
Grafica 10. Aulas segundo piso



Grafica 11. Gimba primer piso

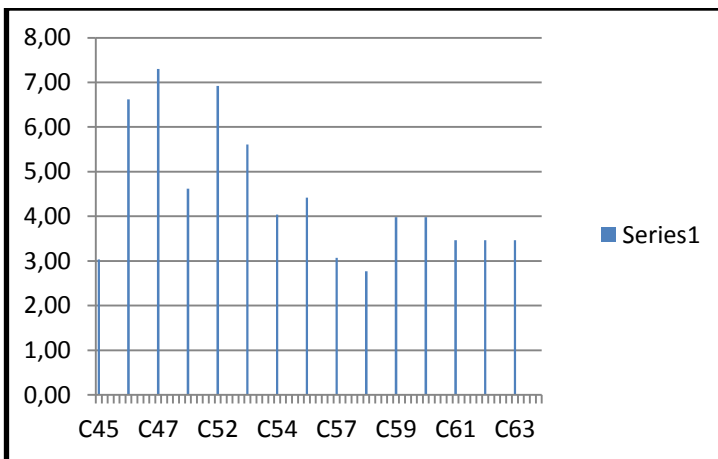


Grafica 12. Gimba segundo piso

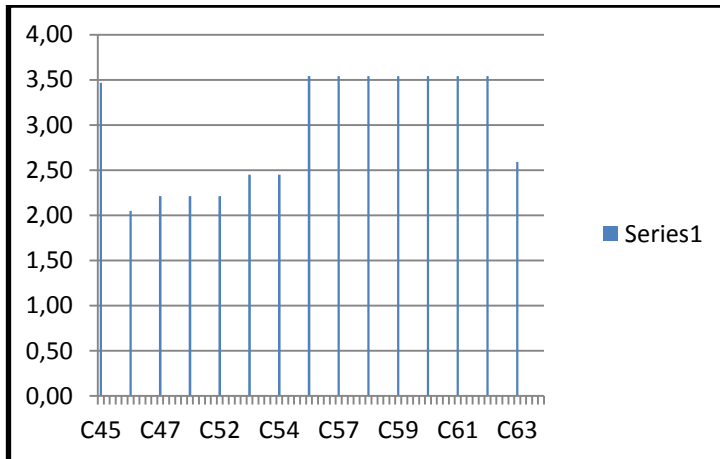


INDICES-FLEXO-COMPRESION EN COLUMNAS

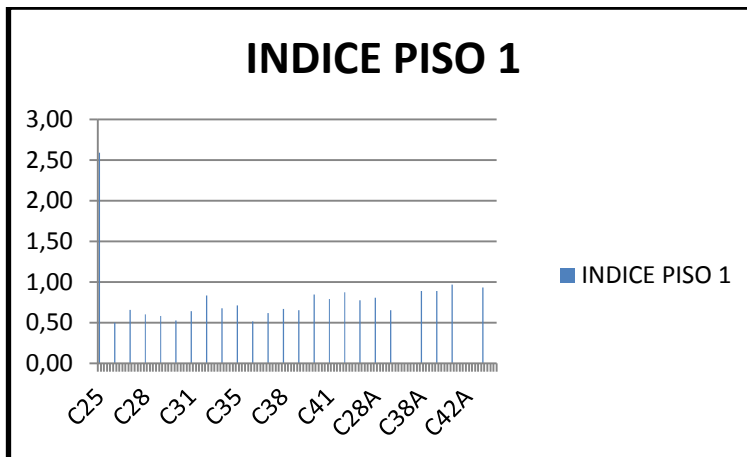
Grafica 13. Administración primer piso.



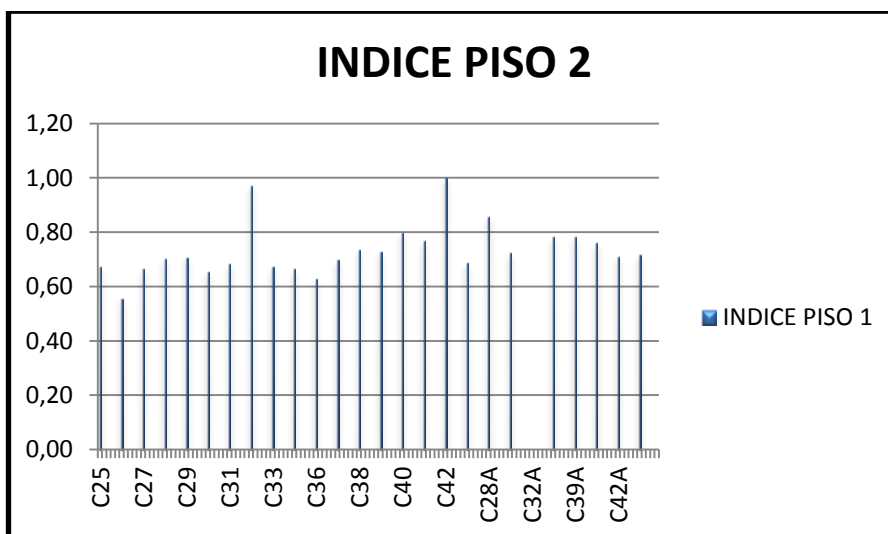
Grafica 14. Administración segundo piso.



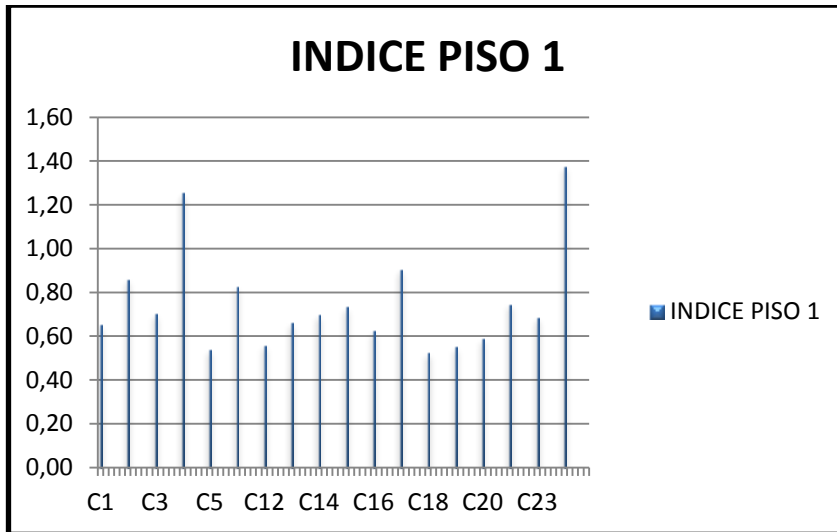
Grafica 15. Aulas primer piso.



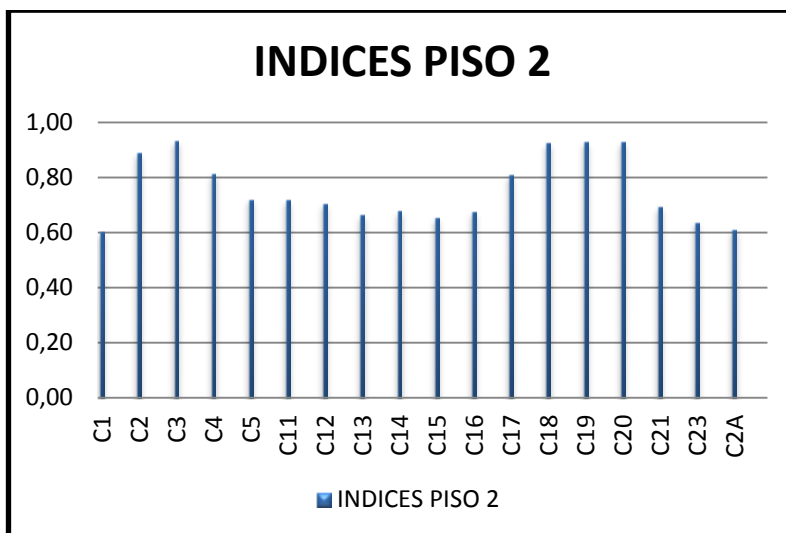
Grafica 16. Aulas segundo piso.



Grafica 17. Gimba primer piso.

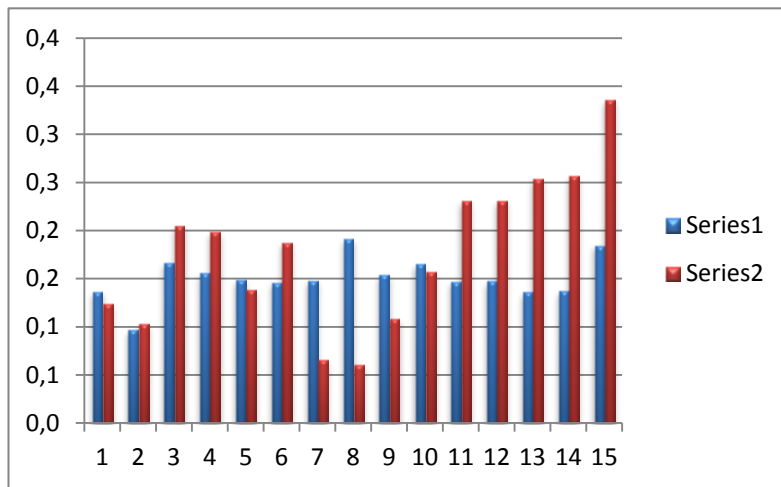


Grafica 18. Gimba segundo piso.



INDICES POR CORTANTE EN COLUMNAS

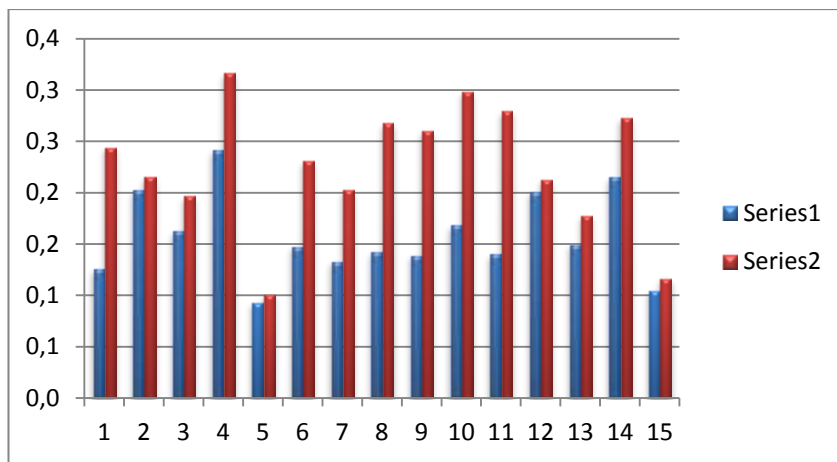
Grafica 19. Administración primer piso.



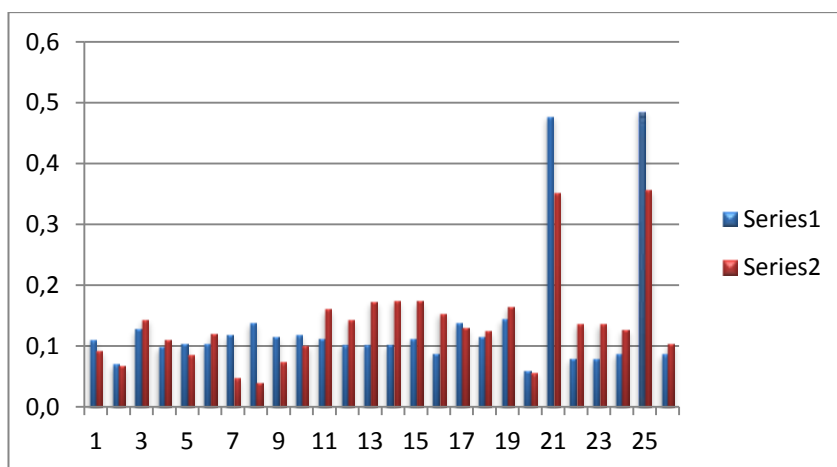
CONVENCIONES

Serie 1: sentido X
Serie 2: sentido Y

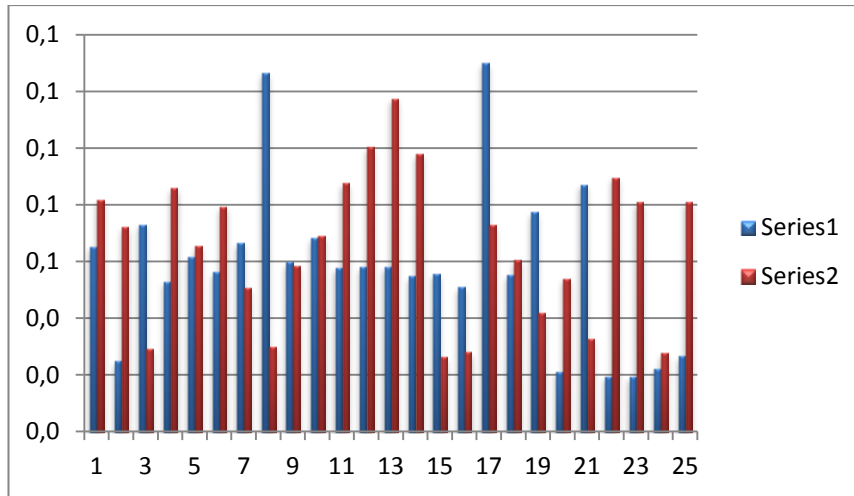
Grafica 20. Administración segundo piso.



Grafica 21. Aulas primer piso.

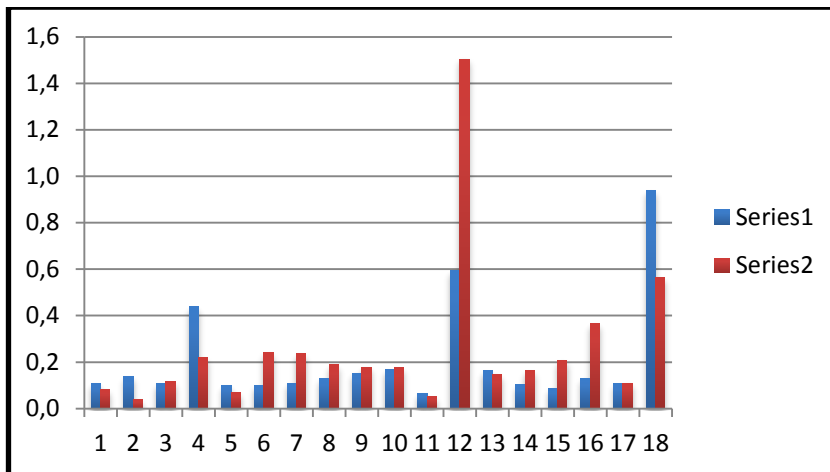


Grafica 1. Aulas segundo piso.

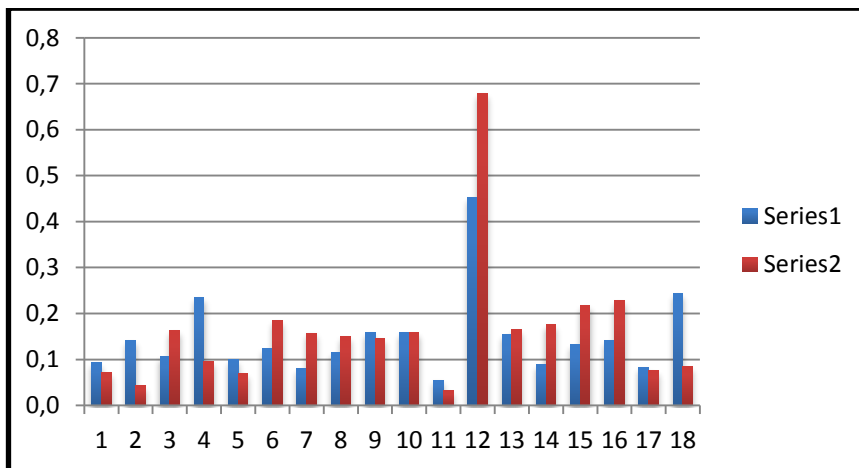


CONVENCIONES
 Serie 1: sentido X
 Serie 2: sentido Y

Grafica 22. Gimba primer piso.

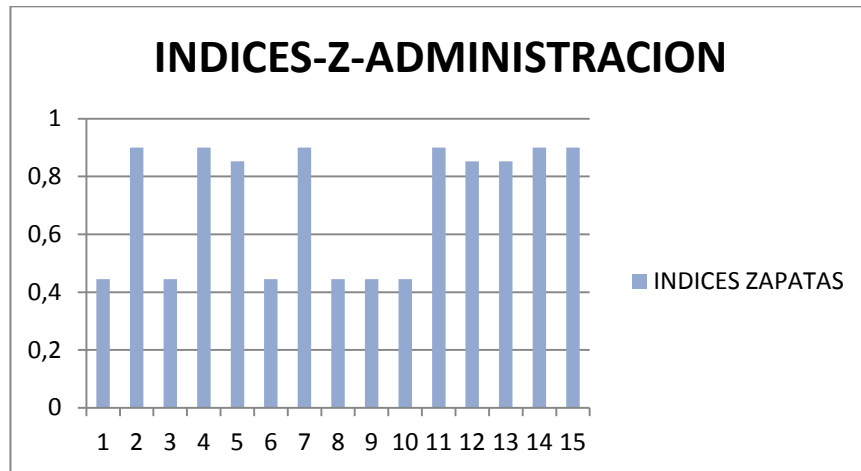


Grafica 23. Gimba segundo piso.

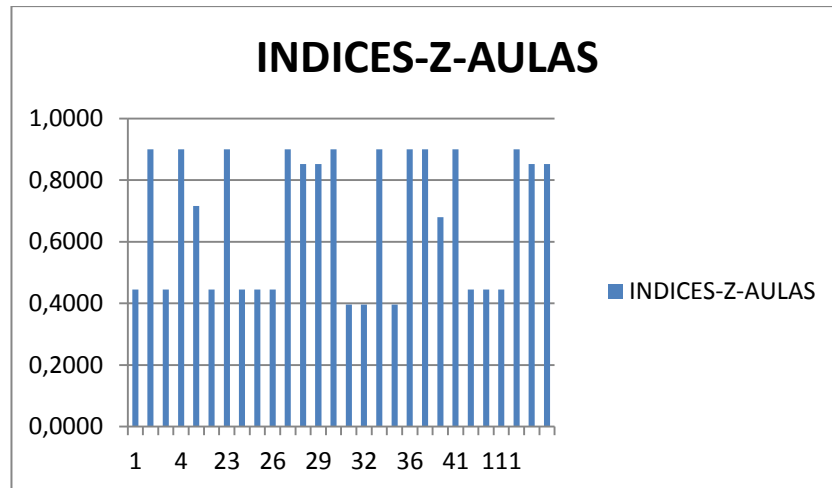


INDICES DE SOBRESFUERZO ZAPATAS.

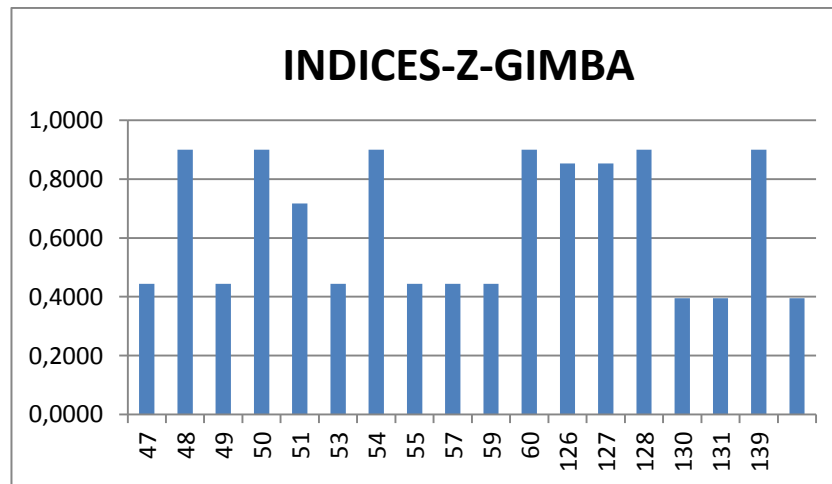
Grafica 24. Edificios administración.



Grafica 25. Edificios aulas.

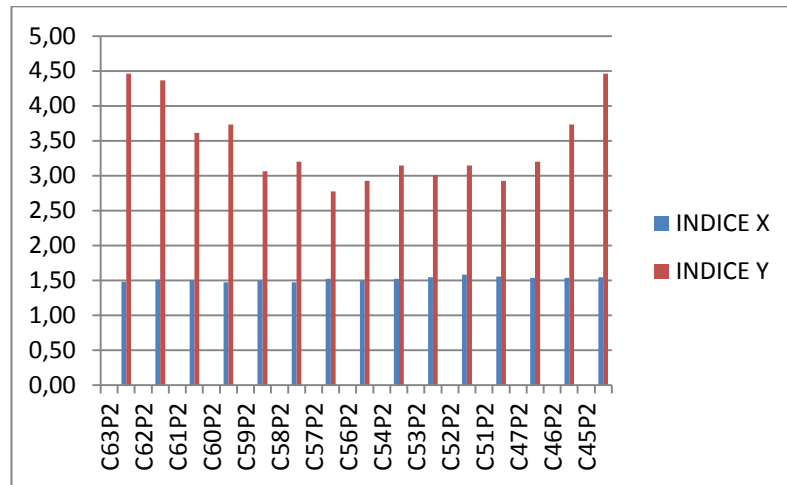


Grafica 26. Edificios Gimba.

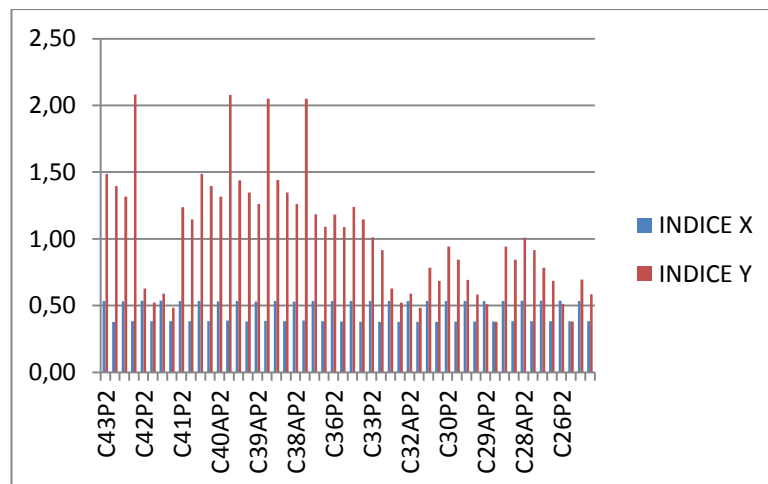


4.2.1 Índices de flexibilidad.

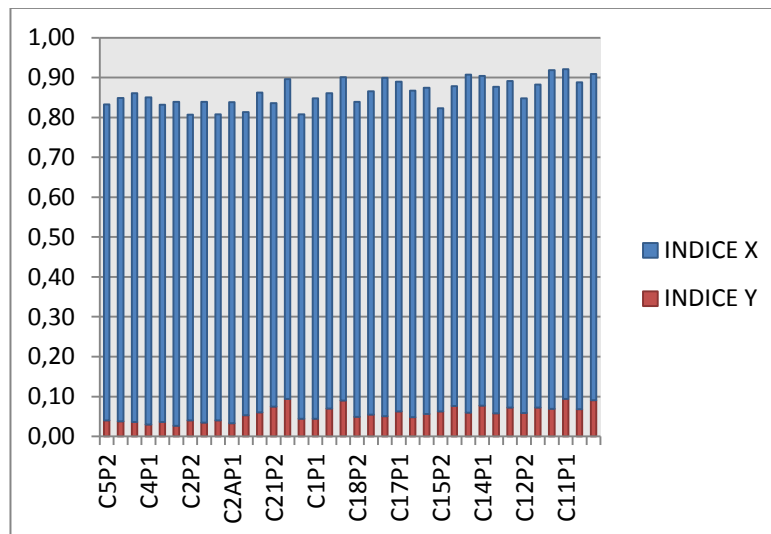
Grafica 27. Edificio de administración



Grafica 28. Edificio de aulas



Grafica 29. Edificio de Gimba.



Analizando las gráficas podemos determinar que efectivamente existen elementos vulnerables debido a que su capacidad o resistencia son menores que las solicitaciones presentadas, esto se presenta tanto en vigas como columnas.

4.2.2 Sistemas de reforzamiento

La estructura analizada presenta tres bloques de edificios con una configuración estructural aporricada de 2 pisos los cuales se conectan entre sí por medio de vigas, a continuación se definen tipos de sistema de reforzamiento.

Sistemas de Reforzamiento

Los sistemas de reforzamiento estructural tienen algunas funciones como el aumento de la capacidad global de disipación de energía, aumento de la Rigidez, aumentó de la resistencia y la disminución de la concentración de energía en planta y en altura. A continuación se mencionan algunos sistemas de reforzamiento estructural y sus ventajas.

Muros Estructurales de Concreto

Debido a su gran rigidez en la dirección más fuerte, los muros estructurales se diseñan para resistir fuerzas laterales producidas por movimientos sísmicos o por viento, a menudo son utilizados para resistir cargas verticales. Los muros se pueden localizar tanto en la parte interior como exterior de la edificación ya sea por estética, por facilidades constructivas, etc.

Encamisado de Vigas y Columnas

Este sistema se realiza generalmente sobre una gran parte de las columnas y vigas de un edificio, con el fin de aumentar tanto su rigidez, resistencia y ductilidad. Los sistemas de encamisado, en la mayoría de los casos, se diferencian básicamente en la manera como se une el concreto nuevo a la columna o viga existente

Contra-Fuertes

Su colocación es perpendicular a las caras del edificio, además de aportar rigidez, son útiles para tomar el momento de vuelco en edificios esbeltos. Debido a las limitaciones de espacio no siempre son factibles.

Disipadores de Energía

Dichos elementos proporcionan una disminución en los desplazamientos de entepiso, así como la reducción en el número de rotulas plásticas en el sistema a través de la disipación de energía (Amortiguamiento Adicional).

Pórticos Perimetrales

Conjunto de vigas, columnas y en algunos casos diagonales, todos ellos interconectados entre sí por medio de conexiones o nudos que pueden ser, o no, capaces de transmitir momentos flectores de un elemento a otro.

Elementos de Arriostre

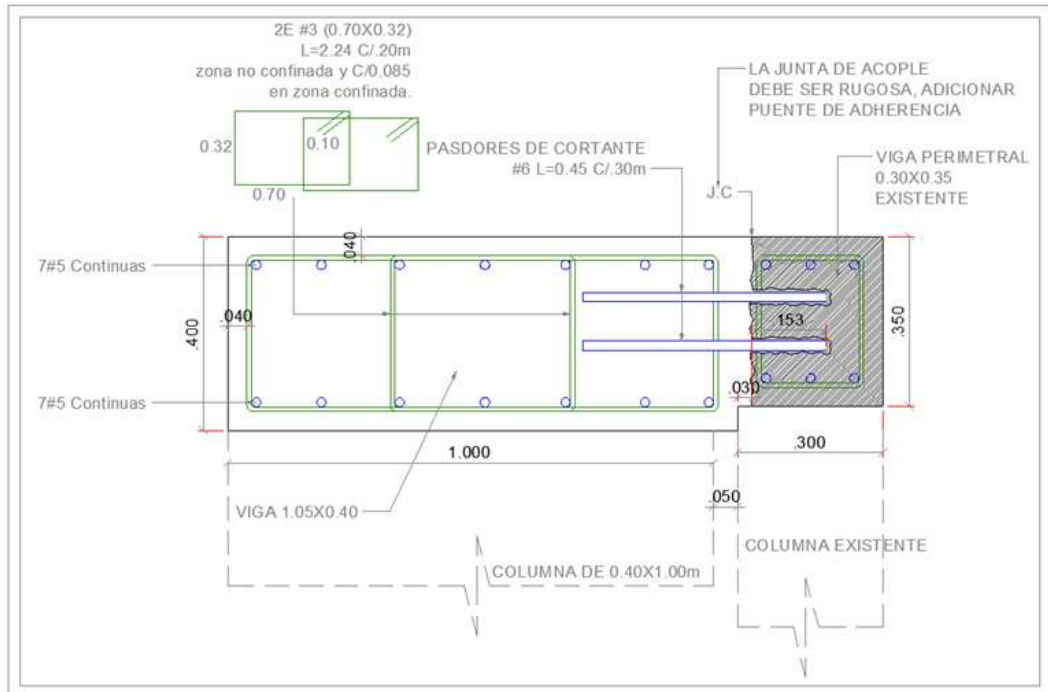
Pórticos de acero con diagonales anclados fuertemente a los diafragmas, como sustituto de los muros de rigidez, igualmente pueden construirse solamente las diagonales unidas a los pórticos existentes cuando éstos demuestran ser resistentes ante las fuerzas demandadas por ellos con el nuevo sistema, en especial ante las fuerzas axiales en las columnas y de corte en los nudos.

Materiales FRP

Estas materiales son excelentes al momento de aumentar resistencia y ductilidad, fácil instalación y una obra bastante limpia, pero tiene un elevado costo.

4.2.3 Selección sistema de reforzamiento

La selección del sistema de reforzamiento para el edificio se realiza con base en la falta de rigidez, conservación de la arquitectónica, funcionalidad en la etapa de construcción, estética y costo del reforzamiento.



Para el control de las derivas de la estructura y funcionalidad se utilizaran pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado compuestos por vigas perimetrales de 1.0x0.40 y columnas de 1.0x0.40 que se vincularan a estructura existente a nivel del diafragma mediante conectores de cortante que serán los responsable de garantizar la transferencia del cortante sísmico de cada piso, estos pórticos serán los responsables de garantizar una deriva máxima propuesta por el diseñados del 0.4% .

- ✓ Se establece realizar este reforzamiento externo para controlar el efecto sísmico y no dar responsabilidad al sistema existente.
- ✓ Para los efectos gravitacionales se propondrán reforzamientos locales dependiendo de cada caso en particular “Recalce de viga y /o columnas”.
- ✓ Este sistema garantiza la operación de las estructuras mientras se hacen labores de reforzamiento y a su vez facilita el proceso su proceso constructivo.

5. PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO

Figura 34. Estructura existente - edificio de administración.

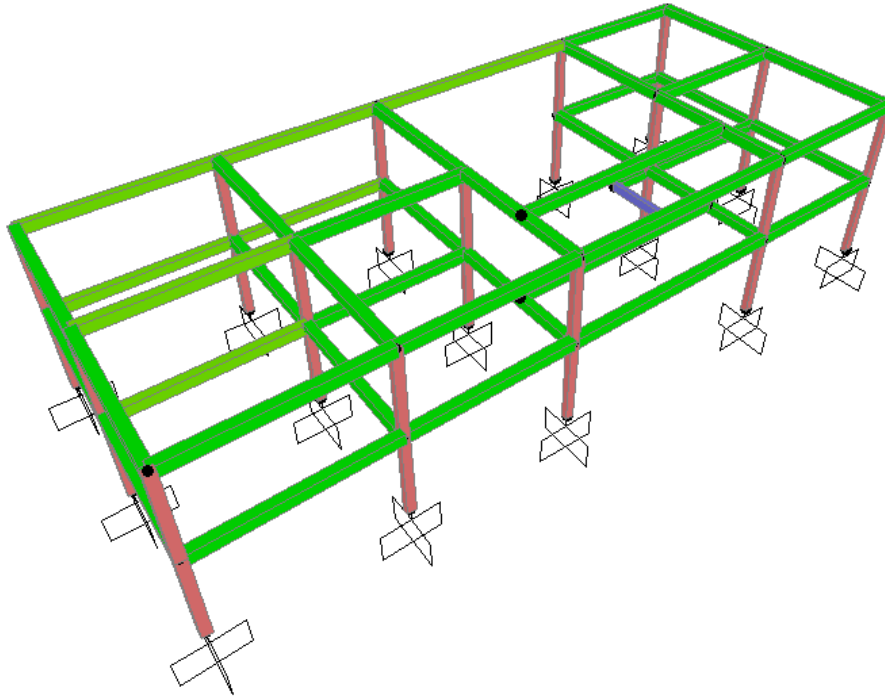


Figura 35. Propuesta de reforzamiento - edificio de administración.

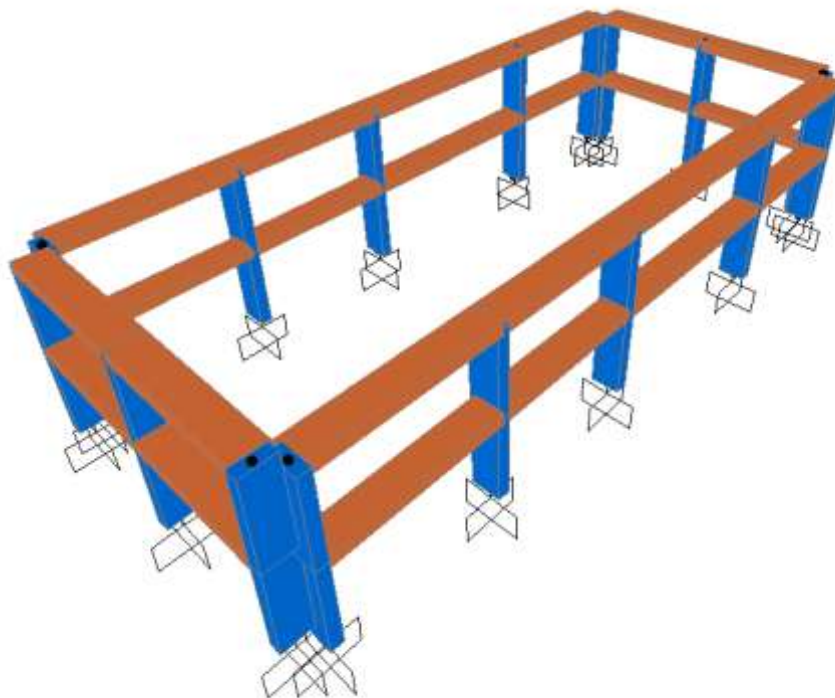


Figura 36. Planteamiento de reforzamiento en planta estructural

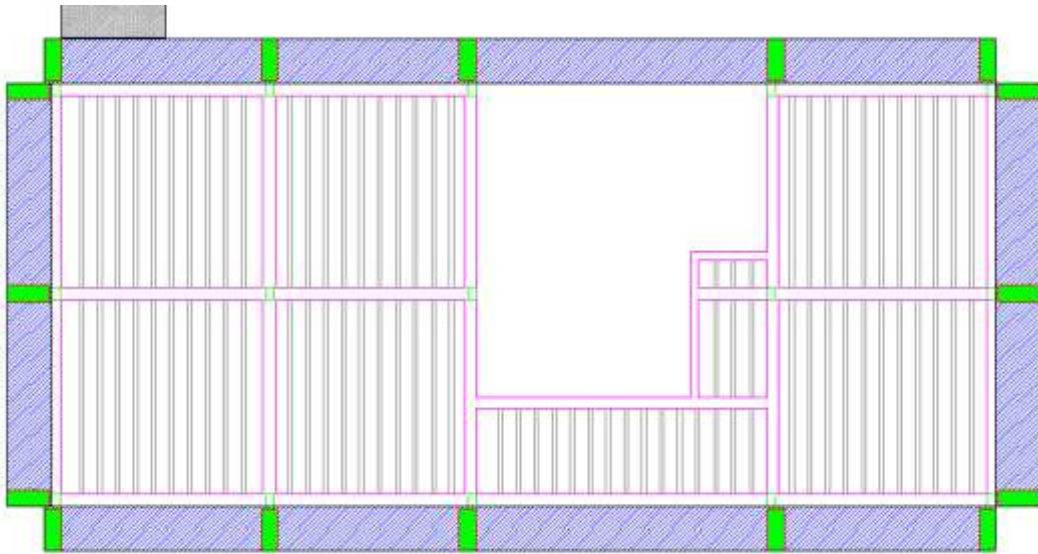


Figura 37. Secciones reforzamiento - edificio de administración.

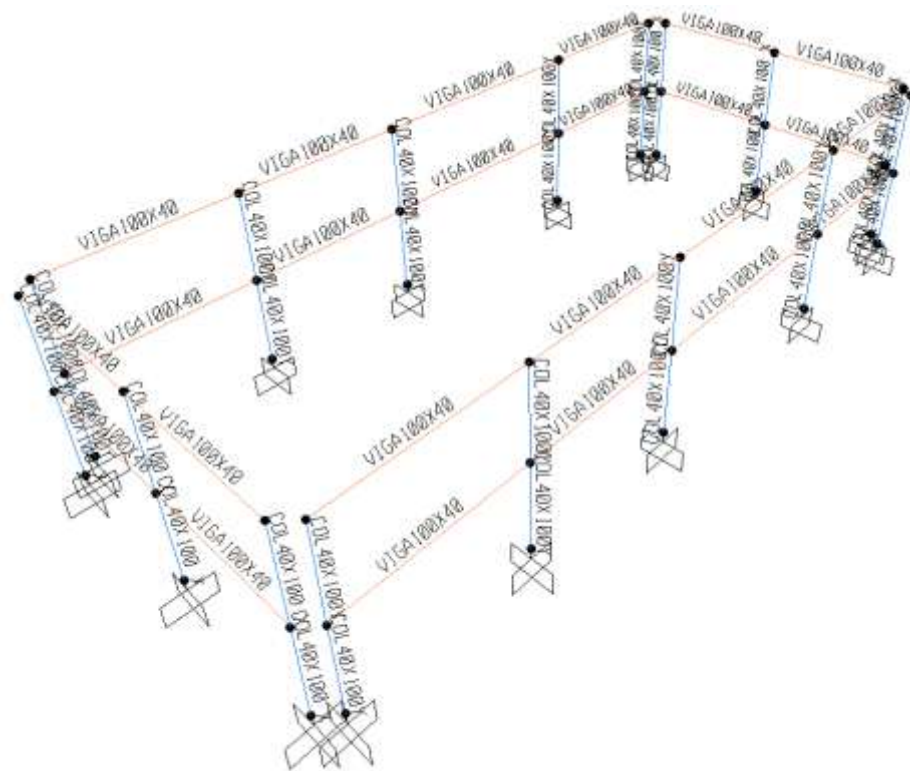


Figura 38. Después del reforzamiento - edificio de administracion.

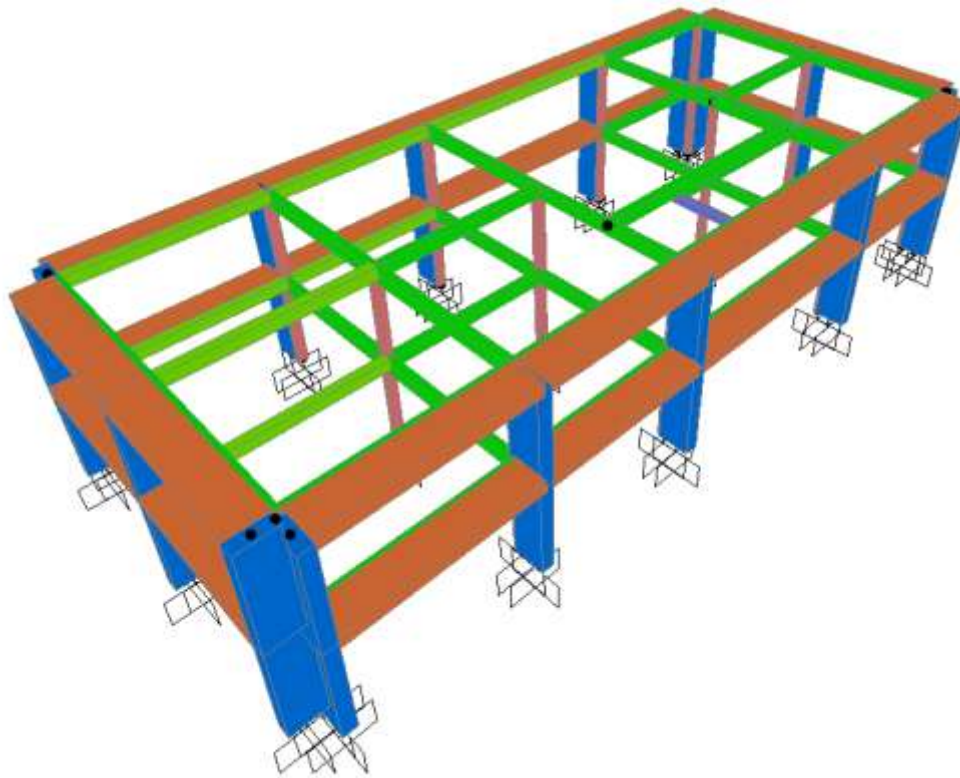


Figura 39. Estructura existente - edificio de aulas

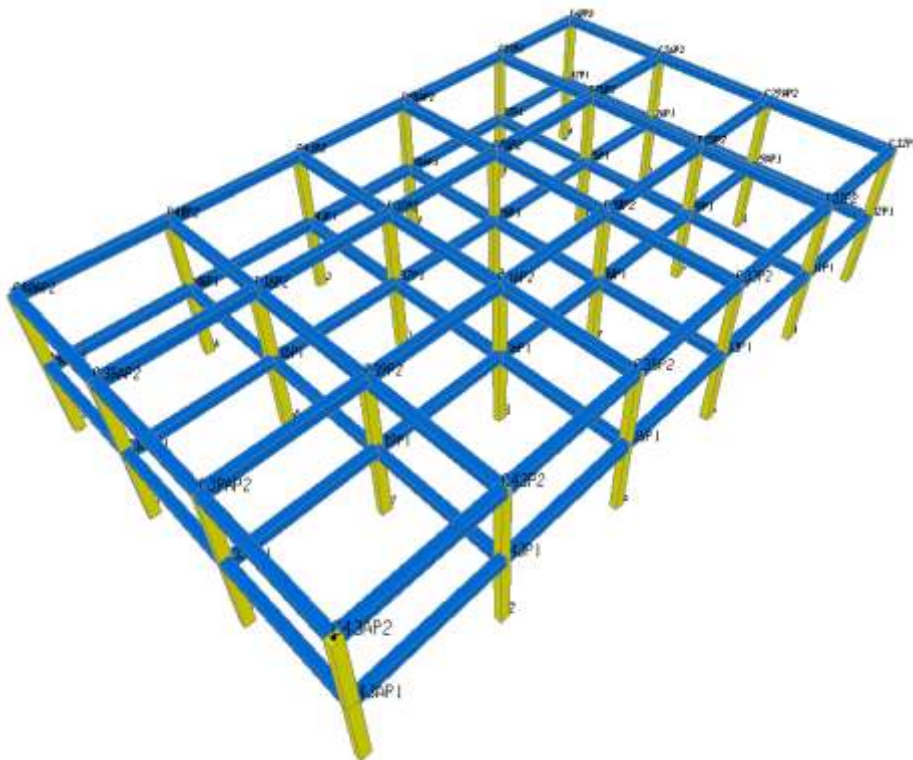


Figura 40. Propuesta de reforzamiento - edificio de aulas

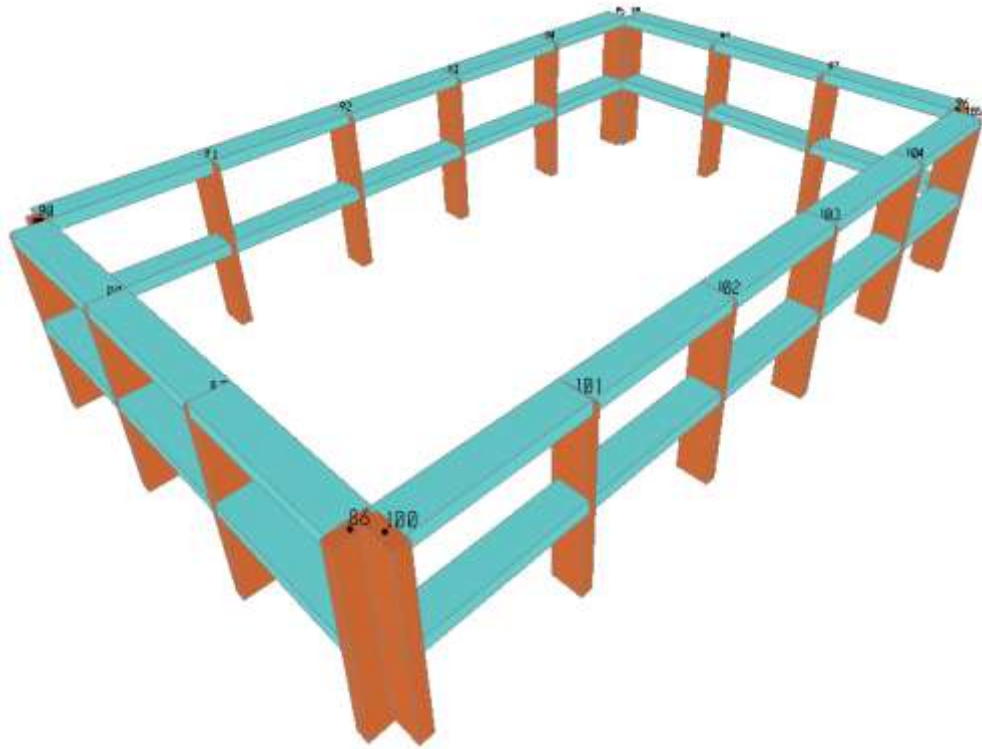


Figura 41. Nomenclatura - edificio de aulas.

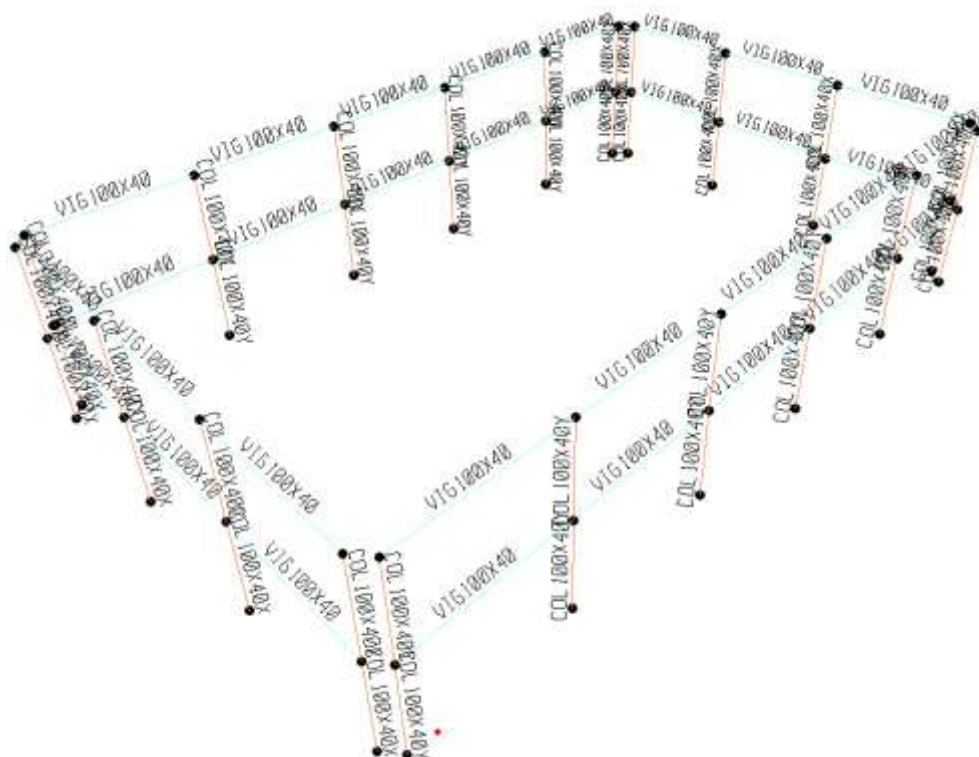


Figura 42. Planteamiento de reforzamiento en planta estructural.

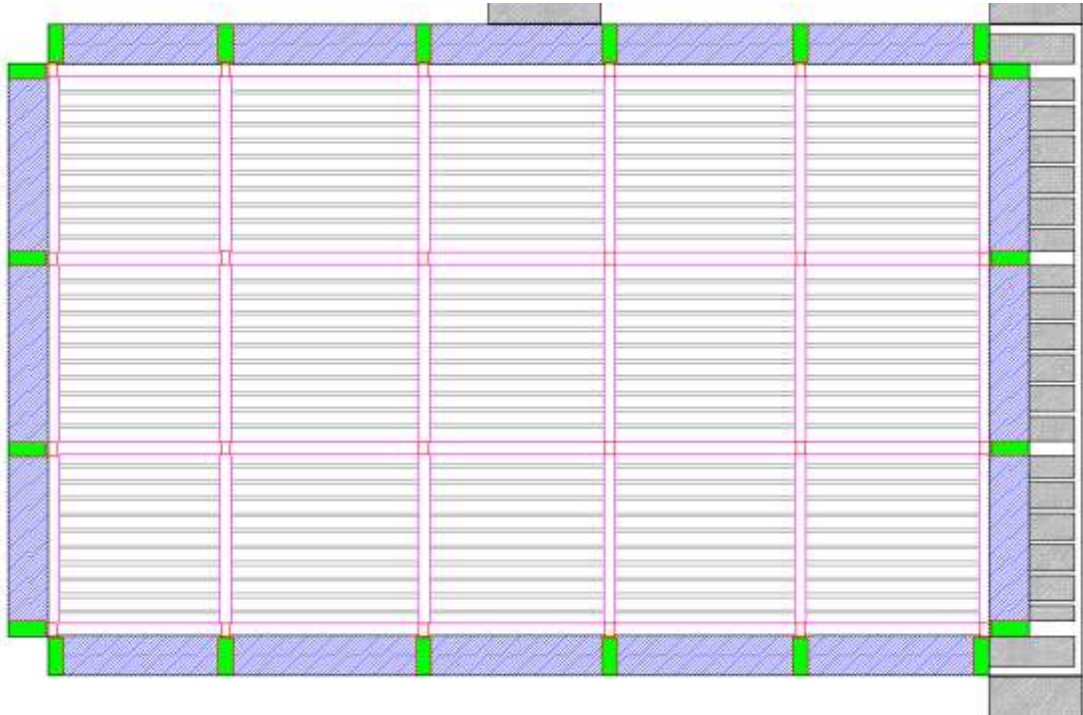


Figura 43. Después del reforzamiento - edificio de aulas.

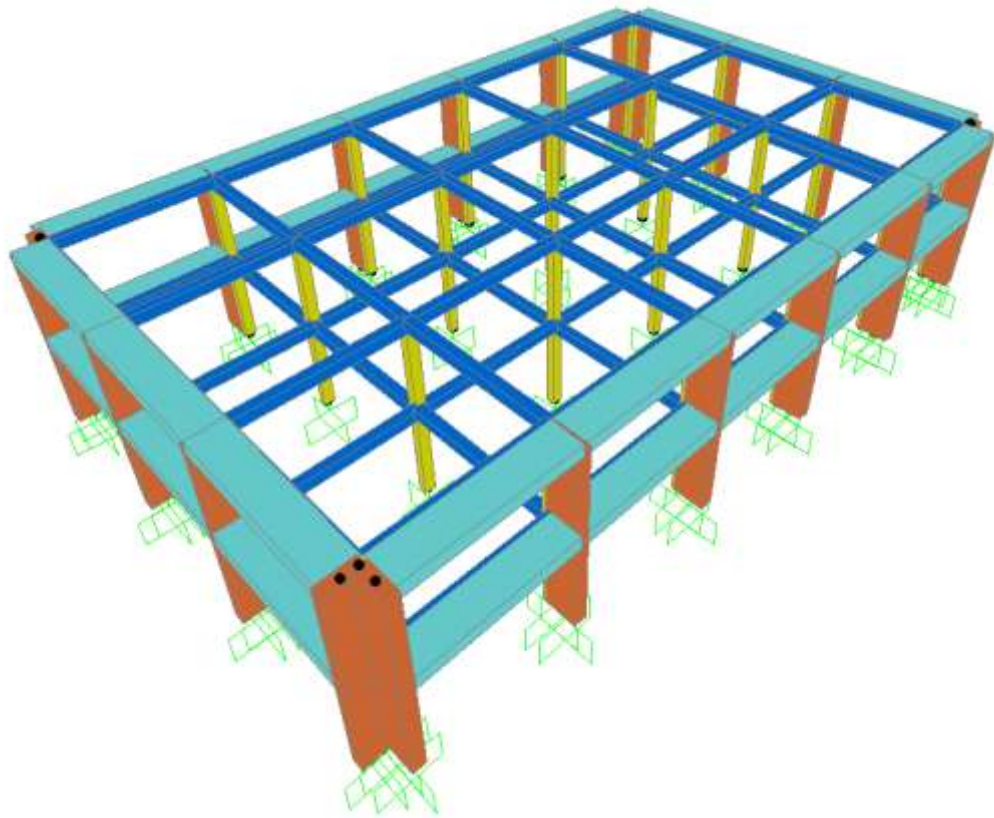


Figura 44. Estructura existente - edificio de Gimba

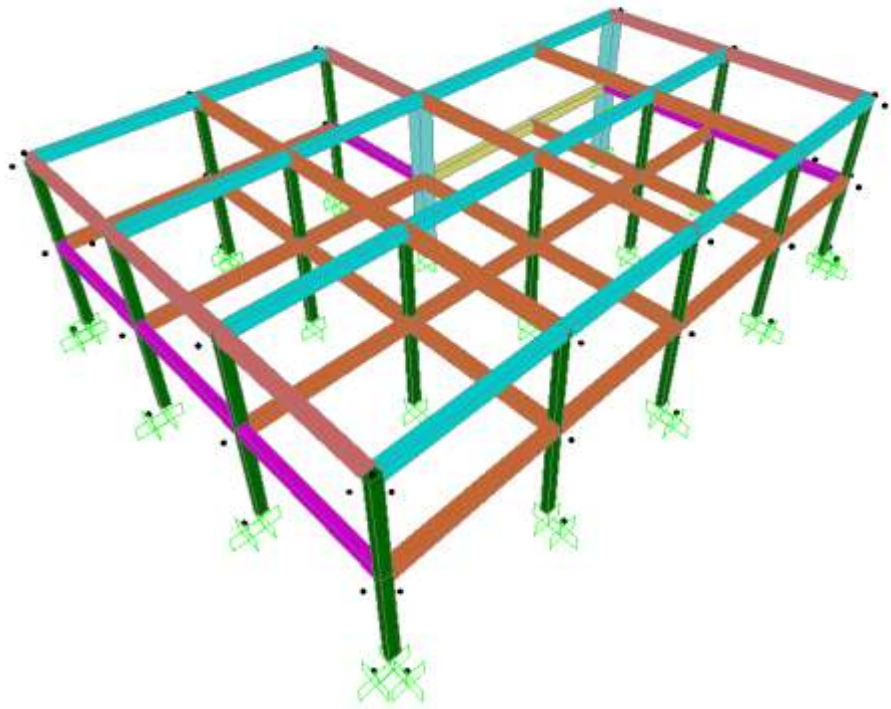


Figura 45. Propuesta de reforzamiento - edificio de gimba.

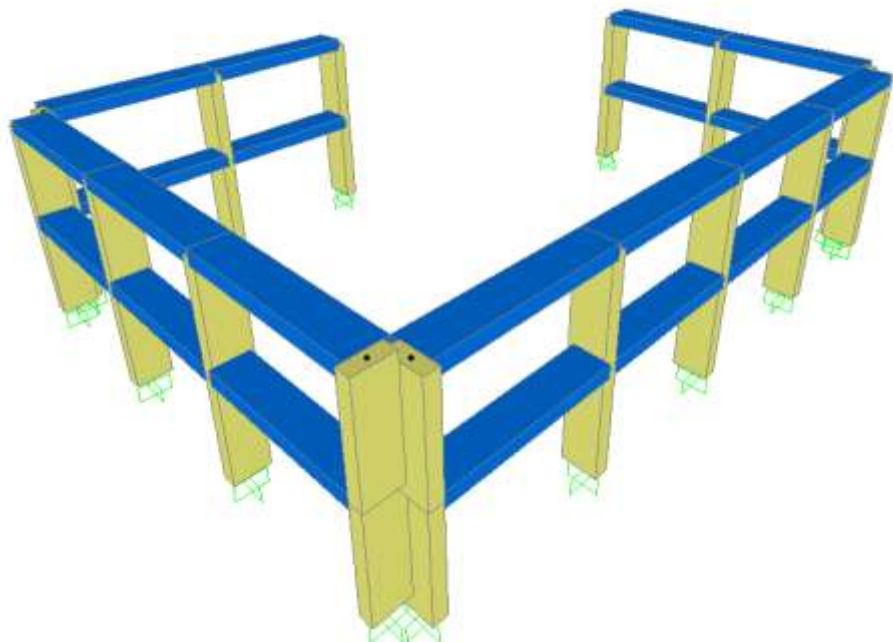


Figura 46. Planteamiento de reforzamiento en planta estructural

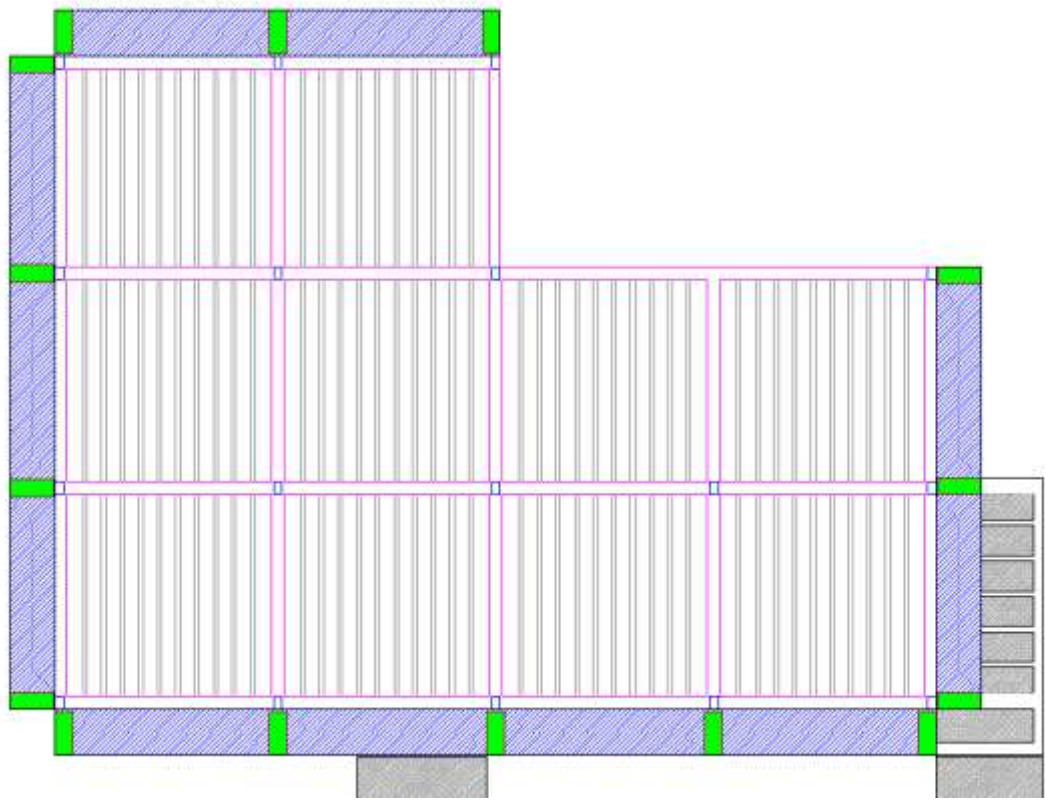


Figura 47. Nomenclatura - edificio de Gimba.

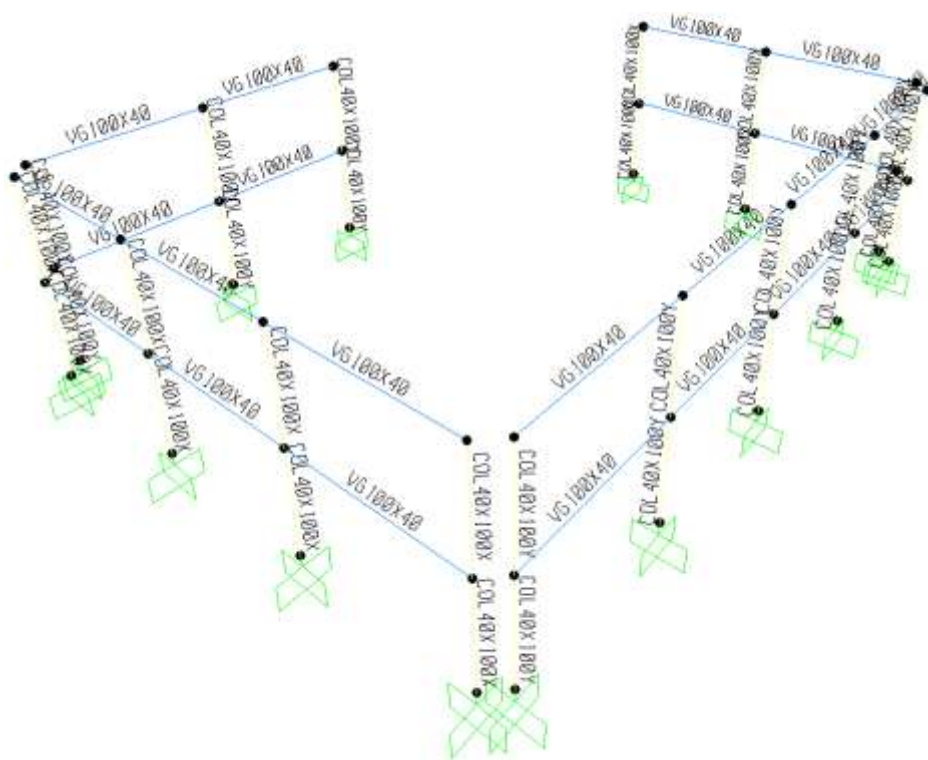
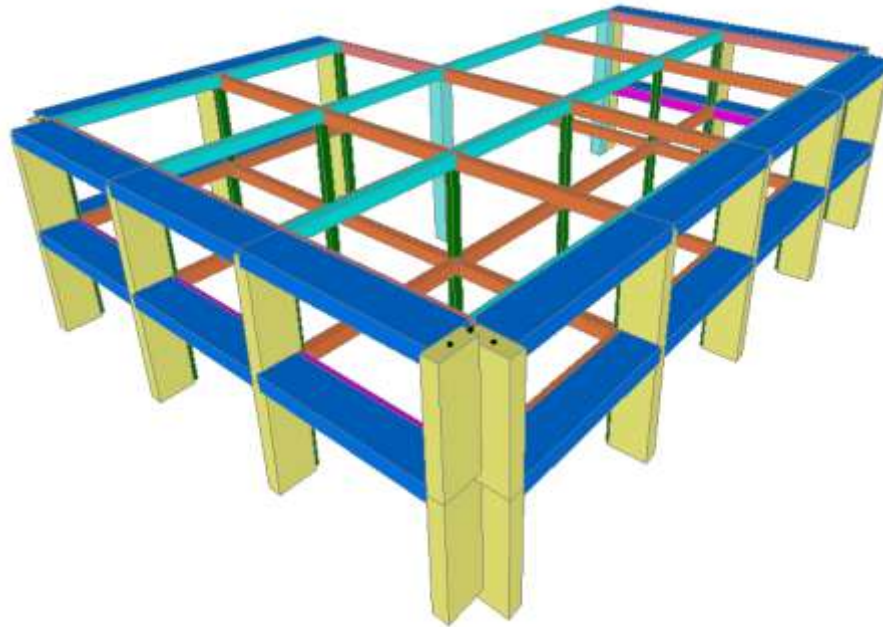


Figura 48. Después del reforzamiento - edificio de gimba.



5.1 INDICES DE FLEXIBILIDAD DE ESTRUCTURA REFORZADA

Grafica 30. Edificio de administración



6. CONCLUSIONES

La estructura analizada presentan un sistema de resistencia sísmica de pórticos resistentes a momentos de baja rigidez, generando que la estructura sea flexible; dicha flexibilidad se ve reflejada en los grandes desplazamientos laterales que sobrepasan los porcentaje permitidos por la NSR 2010, lo que con lleva a plantear, la separación a estructuras independientes y la adición de un reforzamiento externo garantizando la adecuada distribución de la fuerza sísmica y un control del índice de flexibilidad menor a la unidad.

Los elementos internos sufren un descenso en las solicitaciones sísmicas por concentración de rigidez al exterior de la estructura generando que el control de capacidades en vigas y columnas atiendan principalmente efectos gravitacionales.

El análisis de los edificios arrojó que las zapatas de cimentación presentan un dimensionamiento adecuado en función a las recomendaciones del estudio de suelos, por ende los cimientos aislados presentan índices de sobre esfuerzo menores a la unidad por tal razón no requieren reforzamiento.

El análisis realizado presenta una valoración de la estructura desde el punto de vista académico utilizando variables en la discretización de los modelos con el fin de obtener una respuesta global del estado actual de la estructura; por tal razón se considera necesario realizar una parametrización más completa de los materiales mediante ensayos de laboratorio que nos dé mayor fidelidad en los parámetros utilizados al momento de realizar este análisis.

BIBLIOGRAFIA

ATC 40. Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC 40 Report. Redwood: Applied Technology Council, 1996.

NILSON, Artur H. Diseño de Estructuras de Concreto. 12 Edición. Bogotá. Mc Graw – Hill 2001.

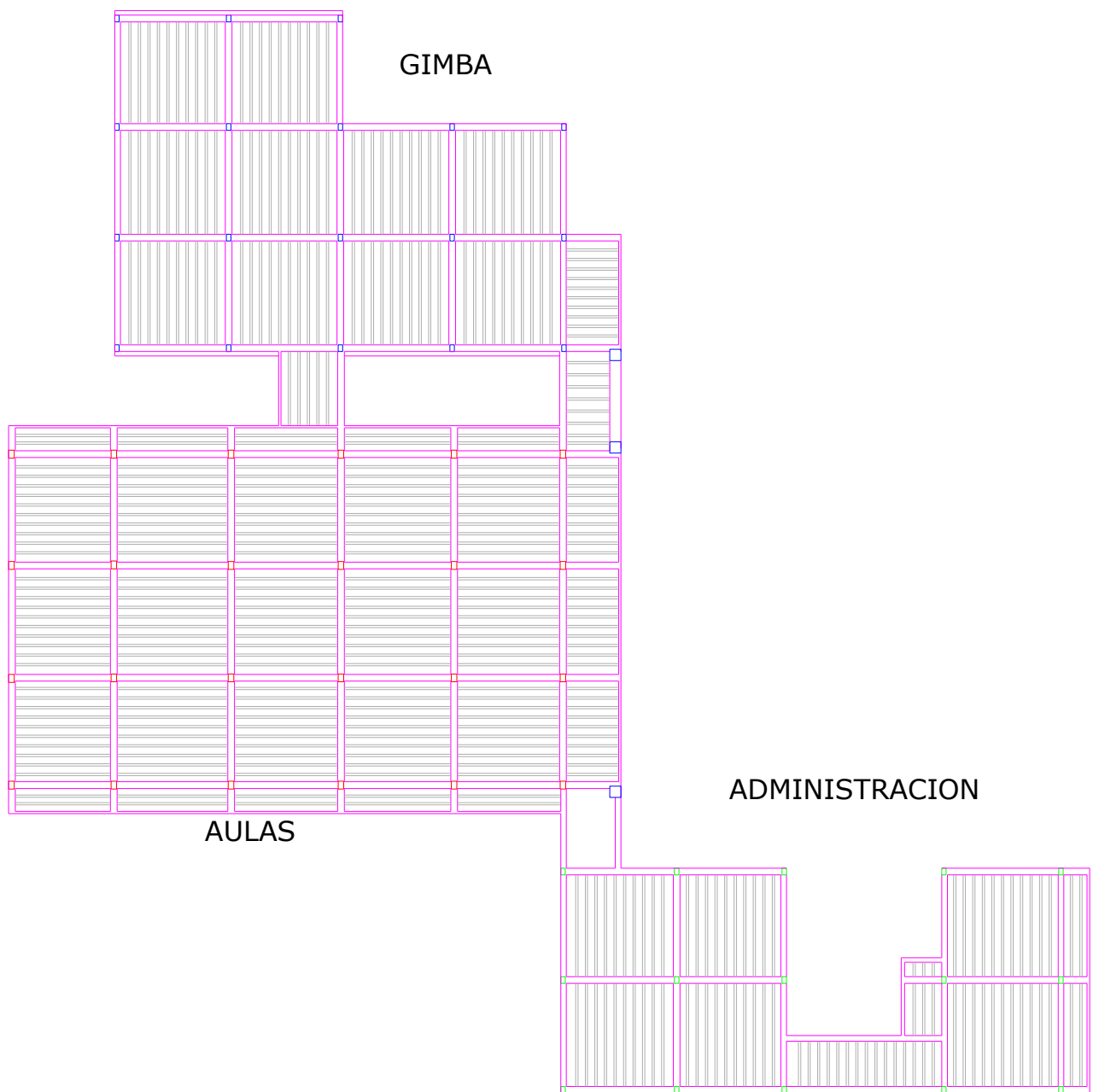
NSR 2010. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Colombia de 2010.

ROCHEL, Roberto Awar .Análisis y Diseño Sísmico de Edificios. 3 edición. Fondo Editorial Universidad Eafit. Medellín – Colombia 2006.

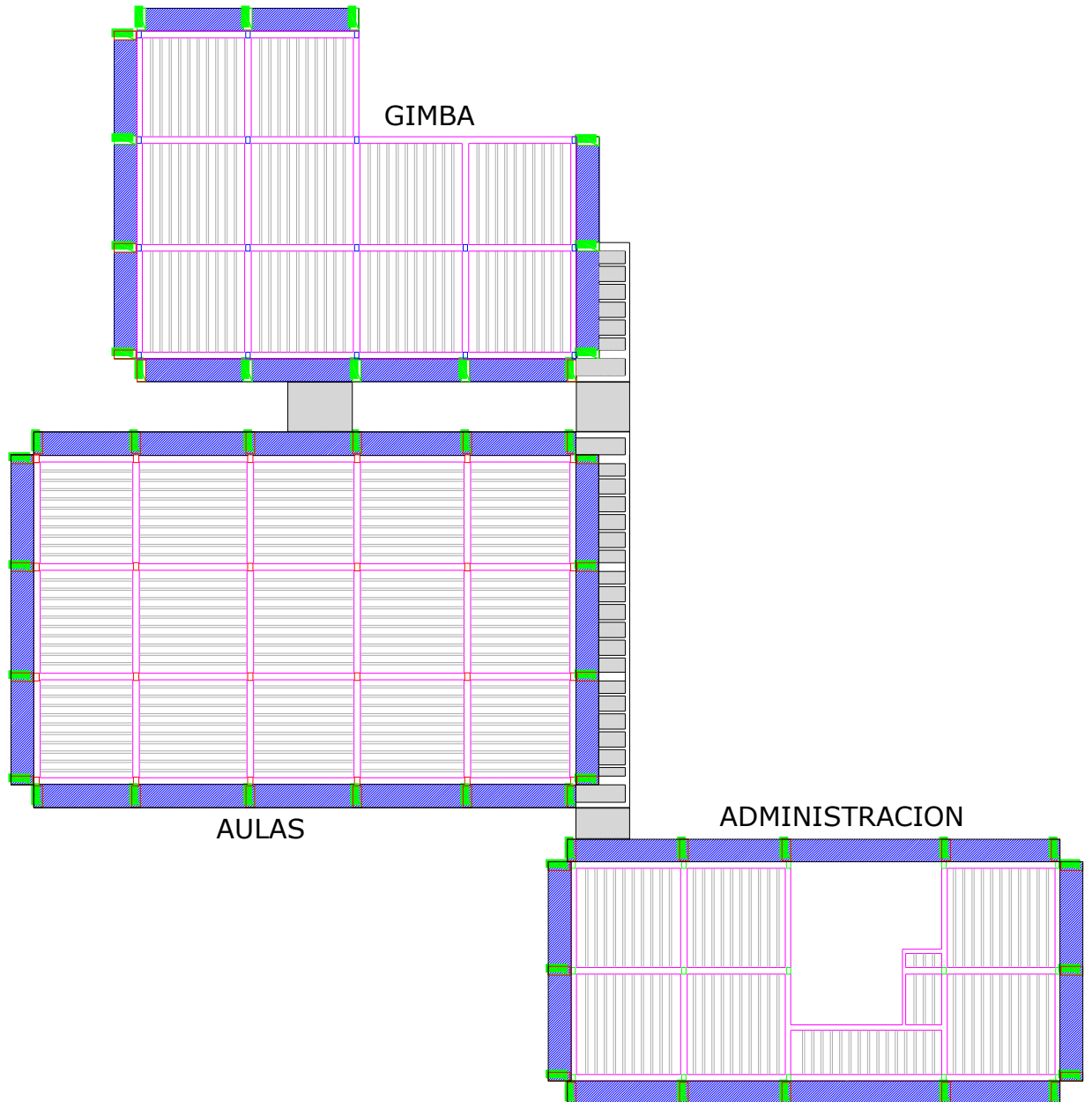
SEGURA, Franco Jorge I. Estructuras de Concreto. Sexta Edición. Universidad Nacional de Colombia. Facultad de Ingeniería. Colombia 2004.

ANEXOS

ANEXO A. ESTRUCTURA ACTUAL SIN REFORZAMIENTO



ANEXO B. ESTRUCTURA CON PROPUESTA DE REFORZAMIENTO



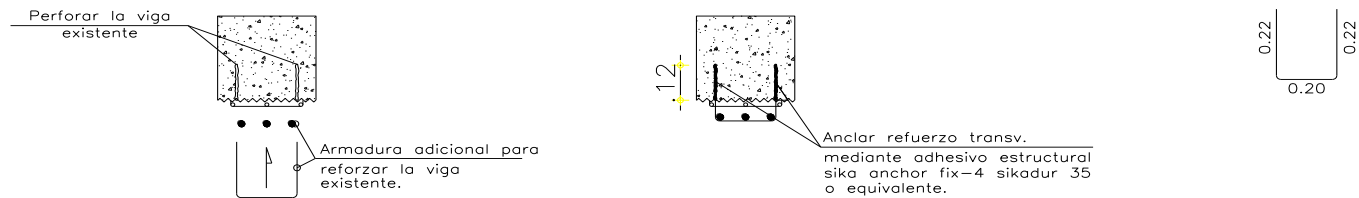
ANEXO C. DETALLES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE REFORZAMIENTO EN VIGAS POR CARGA GRAVITACIONAL

PASO 1



1. ESCARIFICAR LA CARA DE LA VIGA EXISTENTE EN EL COSTADO HACIA DONDE SE VA A AMPLIAR PARA REFORZAR, DE TAL FORMA QUE EL REFUERZO DE LA VIGA EXISTENTE QUEDE EXPUESTO.

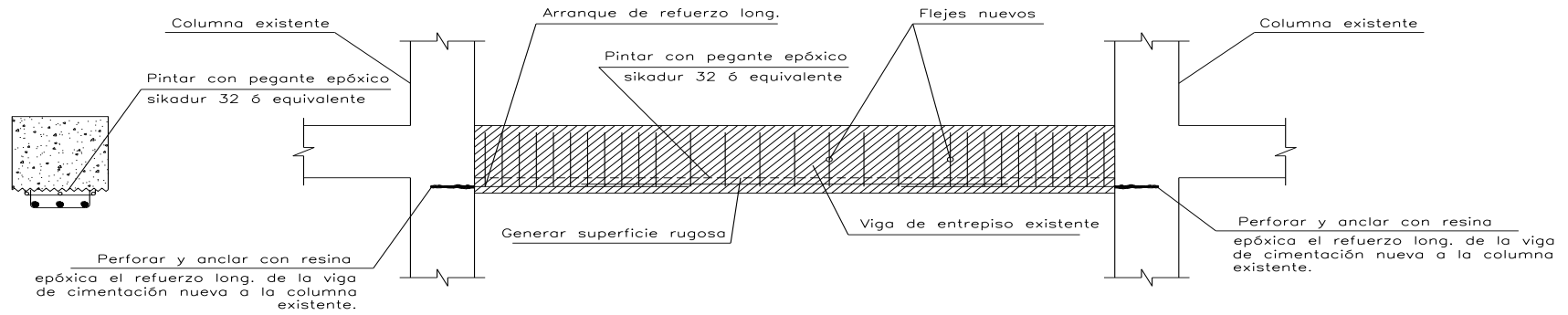
PASO 2



1. PERFORAR LA VIGA DE ENTREPISO EXISTENTE DE TAL FORMA QUE, SE PUEDAN ANCLAR LOS FLEJES DE LA ARMADURA NUEVA, PARA LA AMPLIACIÓN DE LA VIGA EXISTENTE. LOS FLEJES TENDRAN FORMA "L" SEGUN SE INDIQUE EN LOS DESPIECES

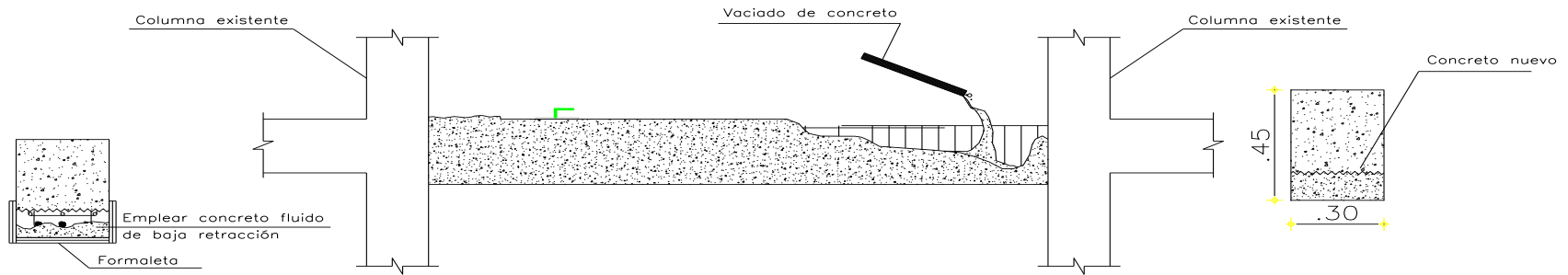
NOTA: PREVER LOS ARRANQUES DEL REFUERZO LONGITUDINAL, LOS CUALES DEBERÁN SER ANCLADOS A LAS COLUMNAS EXISTENTES DE LOS EXTREMOS DE LA VIGA A REFORZAR.

PASO 3



1. PREVER LOS ARRANQUES DEL REFUERZO LONGITUDINAL, LOS CUALES DEBERÁN SER ANCLADOS A LAS COLUMNAS EXISTENTES DE LOS EXTREMOS DE LA VIGA A REFORZAR.
2. PINTAR CON PEGANTE EPOXICO LAS SUPERFICIES RUGOSAS QUE VAN A TENER CONTACTO CON EL CONCRETO NUEVO. FUNDIR EN UN PLAZO NO MAYOR A UNA (1) HORA.

PASO 4



1. FUNDIR CONCRETO NUEVO EN UN PLAZO NO MAYOR A UNA (1) HORA.