

**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL**



**MEMORIA LABORAL**

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA EL  
INCREMENTO DE NIVELES DEL  
EDIFICIO ALOISIO PARA EL  
MINISTERIO DE ECONOMÍA**

**POSTULANTE: Miguel Alejandro Salas Jemio  
ASESOR: Ing. Marcelo Delgadillo Zurita**

**La Paz - Bolivia  
Gestión 2020**



**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS  
FACULTAD DE INGENIERIA**



**LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS AUTORIZA EL USO DE LA INFORMACIÓN CONTENIDA EN ESTE DOCUMENTO SI LOS PROPÓSITOS SON ESTRICTAMENTE ACADÉMICOS.**

**LICENCIA DE USO**

El usuario está autorizado a:

- a) Visualizar el documento mediante el uso de un ordenador o dispositivo móvil.
- b) Copiar, almacenar o imprimir si ha de ser de uso exclusivamente personal y privado.
- c) Copiar textualmente parte(s) de su contenido mencionando la fuente y/o haciendo la cita o referencia correspondiente en apego a las normas de redacción e investigación.

El usuario no puede publicar, distribuir o realizar emisión o exhibición alguna de este material, sin la autorización correspondiente.

**TODOS LOS DERECHOS RESERVADOS. EL USO NO AUTORIZADO DE LOS CONTENIDOS PUBLICADOS EN ESTE SITIO DERIVARA EN EL INICIO DE ACCIONES LEGALES CONTEMPLADAS EN LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR.**

**DEDICATORIA:**

El desarrollo de este trabajo está dedicado a mi familia, que fue el pilar fundamental de esta culminación, en especial a mi querida madre. También mencionar a los amigos que a lo largo de este camino fueron sumando aportes a mi formación.

**AGRADECIMIENTOS:**

Quiero manifestar mi agradecimiento a tan prestigiosa casa de estudio como lo es nuestra querida Facultad de Ingeniería y en especial a la Carrera de Ingeniería Civil, a todo el plantel docente que brinda la noble tarea de la transmisión de conocimientos.

## RESUMEN

**Alcance:** Se tiene como alcance del presente trabajo el realizar la evaluación estructural del estado actual del edificio Aloisio (ex edificio Bolívar). Considerando que, al no existir información histórica como ser, planos, memorias técnicas; se realizó el relevamiento de la estructura y con los datos de campo proceder al trabajo de la modelación para que con los resultados obtenidos se tenga la posibilidad de:

- 1) Realizar la evaluación de la estructura existente.
- 2) Analizar la posibilidad de poder incrementar 5 niveles según nuevo requerimiento arquitectónico del proyecto final.
- 3) Verificar el comportamiento estructural de la nueva edificación con los cambios realizados a la estructura portante.

Mas no se presentarán en este estudio los planos constructivos, puesto que, fueron parte de otro producto a desarrollado para la ejecución final del proyecto, en función al dictamen del presente trabajo.

### **Contenido:**

#### DESCRIPCION DE LA SITUACION INICIAL DEL PROYECTO

Desarrollaremos el análisis estructural del Edificio Aloisio, el cual originalmente constaba de 10 niveles incluido un sótano y era una estructura que data de la década de los años 50's.

#### RELEVAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

No se contaba con información técnica de la estructura como ser planos o memorias de cálculo. Por lo que se realizó un relevamiento y auscultación de la estructura, de los elementos que conforman la estructura portante del edificio, y del sistema de fundación, para lo cual se excavó hasta destapar toda la fundación.

#### EVALUACION DE LA ESTRUCTURA

Efectuado el relevamiento y con el modelo digital de la estructura, se procedió a realizar el modelo matemático y así determinar los esfuerzos a los cuales estaba sometida la estructura, se estableció las tensiones de trabajo de los elementos, y los esfuerzos que la estructura ha transmitido durante su vida útil al suelo de fundación.

## ANALISIS PARA EL INCREMENTO DE NIVELES

Con el modelo procesado y con el requerimiento arquitectónico de incrementar 5 niveles a la estructura inicial, se realizó el nuevo modelo matemático considerando este incremento y se hallaron los nuevos esfuerzos y tensiones con los que trabajara la nueva estructura verificando acciones gravitacionales, de viento y sísmicas.

## AJUSTE AL SISTEMA ESTRUCTURAL

Como resultado del modelo, con incremento de niveles, se ajustó el nuevo sistema estructural y los elementos que lo conforman.

Columnas: se realizó el refuerzo con encamisados para lo cual se asumió que la totalidad de las nuevas cargas muertas y la carga viva deben ser soportadas por los encamisados de refuerzo, es decir, que transmitirán todo el incremento de niveles y las cargas vivas de toda la estructura.

Vigas: como resultado del análisis las vigas eran capaces de seguir transmitiendo las solicitaciones de los niveles existentes. Para el incremento de niveles se modeló un sistema tradicional de vigas descolgadas.

Losas: igualmente, resultado del análisis, se determinó que las losas existentes no requerían de refuerzos adicionales, pues están trabajando eficientemente; las losas de los niveles incrementados son losas tradicionales en una y dos direcciones.

Fundación: el sistema de fundación requirió de un refuerzo importante, para lo cual se cambió del sistema inicial de cimentaciones corridas con vigas de equilibrio a una losa radier y encamisado de las vigas de equilibrio.

### **Conclusión:**

Realizado el análisis estructural para el incremento de niveles del edificio Aloisio, considerando que los requerimientos arquitectónicos son compatibles con el funcionamiento estructural y que los elementos de refuerzo se adecúan a estas necesidades, fue posible realizar el incremento de niveles cumpliendo los criterios y consideraciones descritas en el estudio realizado.

## Contenido

|   |    |
|---|----|
| <b>1. ANTECEDENTES</b> .....  | 6  |
| <b>2. ALCANCE</b> .....   | 7  |
| <b>3. DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN INICIAL DEL PROYECTO</b> .....              | 7  |
| <b>3.1 RELEVAMIENTO DE LA ESTRUCTURA INICIAL</b> .....                        | 9  |
| <b>3.2 ENSAYOS QUE SE REALIZARON</b> .....                                    | 11 |
| <b>3.3 NORMATIVA DE REFERENCIA PROYECTO ORIGINAL</b> .....                    | 12 |
| <b>3.4 CONSIDERACIONES GENERALES DEL MODELO MATEMATICO</b> .....              | 12 |
| <b>3.5 MATERIALES</b> .....   | 16 |
| <b>3.6 CRITERIO DE CARGAS</b> .....   | 17 |
| <b>3.7 COMBINACIONES DE CARGA</b> .....                                       | 17 |
| <b>3.8 MODELO</b> .....   | 18 |
| <b>3.9 VERIFICACIONES DE LA ESTRUCTURA</b> .....                              | 20 |
| <b>4. ANALISIS PARA EL INCREMENTO DE NIVELES</b> .....                        | 21 |
| <b>4.1 CRITERIOS DE CARGA</b> .....   | 24 |
| <b>4.1.1 CARGAS GRAVITACIONALES</b> .....                                     | 24 |
| <b>4.1.2 CARGA DE VIENTO</b> .....  | 25 |
| <b>4.1.3 CARGA DE SISMO</b> .....   | 27 |
| <b>4.2 CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES</b> .....                            | 41 |
| <b>4.3 COMBINACIONES DE CARGA</b> .....                                       | 41 |
| <b>5. AJUSTES DE DISEÑO AL SISTEMA ESTRUCTURAL</b> .....                      | 44 |
| <b>5.1 FUNDACIONES</b> .....  | 45 |
| <b>5.2 MUROS DE CONTENCIÓN</b> .....  | 47 |
| <b>5.3 COLUMNAS</b> .....   | 48 |
| <b>5.4 LOSAS</b> .....  | 51 |
| <b>5.5 VIGAS</b> .....  | 52 |
| <b>6. VERIFICACION DE ESFUERZOS INTERNOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b> ..... | 52 |
| <b>6.1 Análisis de tensiones en fundaciones</b> .....                         | 52 |
| <b>7. SOFTWARE EMPLEADO</b> .....   | 61 |
| <b>8. CONCLUSIONES</b> .....  | 61 |

## PROYECTO: ANALISIS ESTRUCTURAL PARA EL INCREMENTO DE NIVELES DEL EDIFICIO ALOISIO PARA EL MINISTERIO DE ECONOMIA

### 1. ANTECEDENTES

El presente informe corresponde a la memoria laboral que detalla los análisis realizados en el proyecto: Diseño, Ejecución y Puesta En Marcha Para la Construcción del edificio del Ministerio de Economía y Finanzas Públicas del Estado Plurinacional de Bolivia, específicamente, al incremento de 5 niveles en el edificio contiguo, denominado hasta antes de la intervención Edificio Aloisio.

Por lo tanto, el requerimiento de realizar el análisis matemático – estructural de éste edificio existente, responde a la solicitud de la empresa constructora y la supervisión del proyecto para validar la posibilidad de poder incrementar los niveles del mencionado edificio anexo al proyecto principal. Este edificio, es el edificio Aloisio, mismo que se encuentra ubicado contiguo a la infraestructura principal del proyecto.



Imagen 1: UBICACIÓN EN PLANTA Y ELEVACION DEL EDIFICIO ALOISIO – PROYECTO ORIGINAL

## 2. ALCANCE

Se tiene como alcance del presente trabajo el realizar la evaluación estructural del estado actual del edificio Aloisio considerando que, al no existir información histórica como ser, planos, memorias técnicas; es que se realizó el relevamiento de la estructura y con los datos de campo proceder al trabajo de la modelación para que con los resultados obtenidos se tenga la posibilidad de:

- 4) Realizar la evaluación de la estructura inicial.
- 5) Analizar la posibilidad de poder incrementar 5 niveles según nuevo requerimiento arquitectónico del proyecto final.
- 6) Verificar el comportamiento estructural de la nueva edificación con los cambios realizados a la estructura portante.

Mas no se presentarán en este estudio los planos constructivos, puesto que, serán parte de un nuevo producto a desarrollar, en función al dictamen del presente trabajo.

## 3. DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN INICIAL DEL PROYECTO

El proyecto abarca la utilización de 2 estructuras existentes, construidas en periodos diferentes, que, si bien estaban concebidas para un uso público y de oficinas, se requiere realizar varios ajustes y cambios en la arquitectura y en la estructura portante de los mismos. Ambas estructuras están ubicadas en la Av. Mariscal Santa Cruz esquina Ramón de Loayza de la ciudad de La Paz (Imagen 1), la estructura principal es el edificio ex BBA que estaba proyectado para 2 sótanos, planta baja, 17 niveles de oficinas y un tanque elevado que remata la edificación, como anexo al proyecto se unificará el edificio contiguo que hasta este proyecto era el edificio Aloisio el cual originalmente consta de 10 niveles incluido un sótano y es una estructura que data de los años 50's, éste último será del que desarrollaremos el análisis estructural.





*Imagen 2: VISTAS FRONTAL Y POSTERIOR DEL LA CONSTRUCCIÓN ACTUAL*

*FUENTE: FUENTE PROPIA*

Por requerimientos del contratante, quien solicitó hacer el análisis de incremento de 5 niveles en el edificio contiguo, edificio Aloisio, que como se muestra en la imagen 3, inicialmente el proyecto no contempló el incremento solicitado.

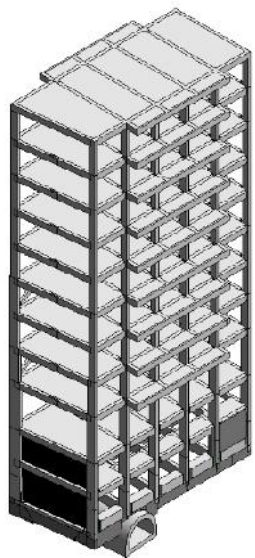


*Imagen 3: IMÁGENES DE LA MAQUETA PROYECTO ORIGINAL (EN DETALLE EDIFICIO ALOISIO)*

*FUENTE: FOTOS MINISTERIO ECONOMÍA FINANZAS*

La imagen 3, muestra que el proyecto original tomó en cuenta el tamaño actual del edificio anexo, es decir, sin el incremento de niveles que posteriormente solicitaron.

Para poder realizar el análisis y modelación se tomaron datos y mediciones in situ, puesto que, pese a la solicitud de información como ser planos y/o memorias de diseño, esta información no existe, por lo tanto, se realizó el relevamiento de la estructura ya desocupada para obtener los datos de: geometría, materiales de construcción, auscultación de las propiedades de los hormigones, concepción de la estructura portante (losas, vigas, columnas, fundaciones) y así poder tener un modelo virtual (figura 4) que represente la realidad del estado del edificio



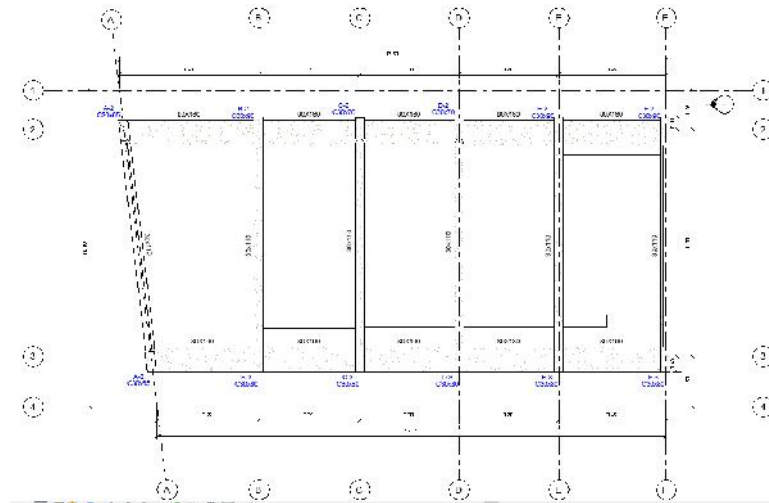
*Imagen 4: MODELO DIGITAL DE LA CONSTRUCCIÓN  
ACTUAL*

### **3.1 RELEVAMIENTO DE LA ESTRUCTURA INICIAL**

En la primera fase del proyecto, en la cual no se preveía un incremento de niveles en el edificio en estudio, se ha realizado una serie de ensayos de laboratorio, cuyos resultados evidenciaron las propiedades mecánicas del edificio Aloisio, mismas que se han tomado en cuenta para la elaboración del modelo matemático y análisis estructural.

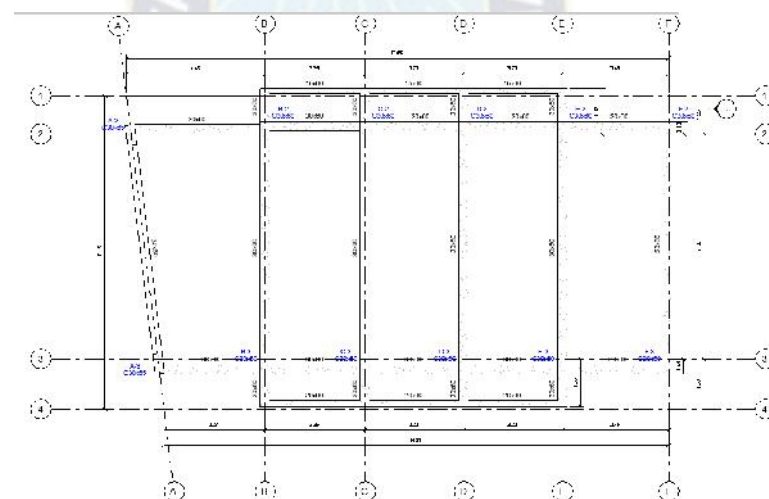
En base al trabajo de relevamiento en sitio de la estructura, se tiene como elementos portantes un sistema de pórticos con columnas y vigas que

sostienen las losas. En las imágenes 5 y 6 se muestran algunos de los detalles del trabajo de relevamiento



**Imagen 5: Plano de Replanteo - Nivel Fundación**

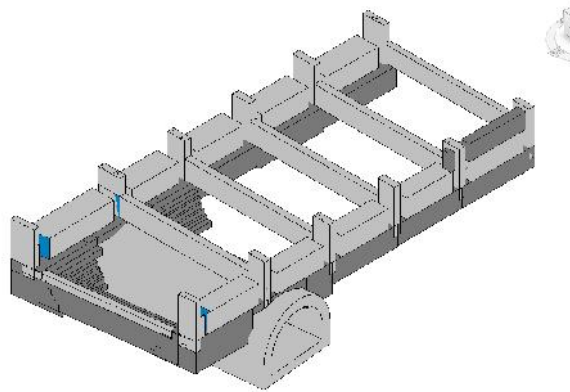
**FUENTE: FUENTE PROPIA**



**Imagen 6: Plano de Replanteo - Losa Tipo**

**FUENTE: FUENTE PROPIA**

También se realizó un relevamiento a detalle de la fundación actual (Imagen 7), para poder verificar con el modelo matemático las tensiones a las cuales estaba sometida la estructura y la que ésta transmite al suelo de fundación a lo largo de su vida útil y en funcionamiento.



*Imagen 7: MODELO DE LA FUNDACION ACTUAL*

*FUENTE: FUENTE PROPIA*



*Imagen 8: IMÁGEN DE LA FUNDACION EXPUESTA*

*FUENTE: FOTOS PROPIAS*

### **3.2 ENSAYOS QUE SE REALIZARON**

Para obtener información básica del estado actual de las estructuras y sus componentes, la empresa constructora solicitó la realización de ensayos como: extracción de núcleos para los hormigones, ensayos en los fierros y ensayos de suelos a nivel de fundación.

Estos ensayos consistieron en:

Extracción de núcleos en hormigones, tomografías, para verificar la resistencia que alcanzaron los hormigones, dato que nos proporcionaron y se lo muestra en el punto 3.5 materiales. ANEXO1

Ensayo de tracción de fierros, para verificar la resistencia del fierro existente, dato que nos proporcionaron y se lo muestra en el punto 3.5 materiales.

También la empresa encargó estudios geotécnicos con distintos profesionales, estudios que se realizaron en el terreno del edificio principal

del proyecto, es decir, en el edificio del ex BBA, obteniendo variados resultados, mismos que reportaban valores de capacidad de soporte del suelo entre 2.7 y 3.3 Kg/cm<sup>2</sup>, que como se ve, dieron valores muy dispares.

#### ANEXO 2

En el caso de los resultados de los estudios de suelos, para el cálculo no se adoptaron esos valores dado que después de analizar todos los ensayos y teniendo ya la estructura expuesta (Imagen 8), es decir, que se llegó a determinar las dimensiones de las fundaciones, y por la información de carga real que esta soportó, se decidió adoptar el valor empírico de la tensión con la que el edificio estuvo trabajando en su vida útil, y se describe en el punto 3.8 Modelo matemático de la estructura actual, del presente informe.

### 3.3 NORMATIVA DE REFERENCIA PROYECTO ORIGINAL

No se cuenta con una norma de referencia documentada, sin embargo, se asume que el diseño se realizó en estados límites de servicio de acuerdo a la época de construcción.

Por otra parte, también se considera que la funcionalidad de la estructura original no va cambiar con el nuevo proyecto, ya que esta fue proyectada para uso en oficinas, que es la misma que se está dando en la adecuación de la nueva estructura.

### 3.4 CONSIDERACIONES GENERALES DEL MODELO MATEMATICO

Para el análisis en el modelo matemático se han considerado una formulación lineal geométrica y física del material, al mismo tiempo se ha considerado pequeñas deformaciones y pequeños desplazamientos, formulación válida para realizar el diseño en edificaciones.

Se han considerado 3 tipos de elementos para la modelación de la estructura

#### **Elemento Joint (nudo)**

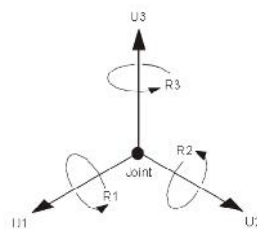


El elemento nudo tiene un rol fundamental en la modelación estructural, los nudos son los puntos de conexión entre los elementos, es en los elementos de nudo donde se hace la distribución de cargas, restricciones y masas. El método de los elementos finitos tiene como base determinar los desplazamientos en los nudos a partir de la construcción de un modelo y las rigideces relativas a cada elemento que conectan a cada nudo.

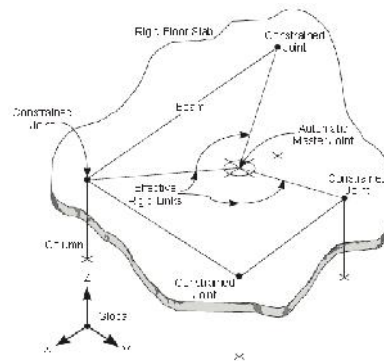
El sistema de referencia local de los nudos coincide con el sistema de referencia global de la estructura, la estructura esta soportada en nudos en los que pueden estar restringidos los desplazamientos (Apoyo fijo, apoyo móvil, empotramiento, etc.) o relacionado mediante springs (resortes cuya rigidez es conocida, por ejemplo, al modelar la interacción suelo estructura).

Se pueden aplicar cargas puntuales a los nudos, o masas o inercias rotacionales. Así mismo, todas las cargas de masa aplicadas en los elementos se transfieren a los nudos, y en el proceso de cálculo por el método FEM, es el elemento donde se saben primero los desplazamientos y con este procedimiento se saben las tensiones o esfuerzos en los elementos como frames o shells.

Al mismo tiempo también se puede utilizar con este elemento (generado automáticamente) el concepto de diafragma rígido para las losas y la aplicación de cargas horizontales como las de viento o sismo para su posterior redistribución en el nivel correspondiente.



**Los 6 grados de libertad en el sistema de coordenadas local de nudo**

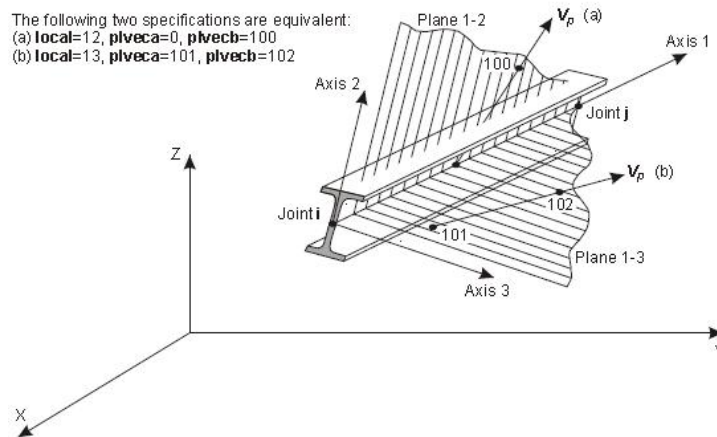


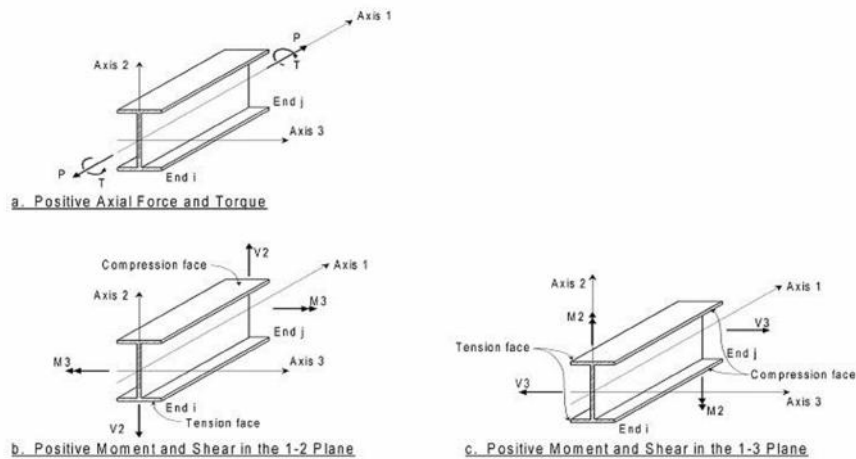
**Utilización de Diafragma rígido para modelar una losa rígida**

**Elemento Frame (pórtico 3d)**

Este elemento está conformado por la unión de dos nudos (joint) conlleva 6 grados de libertad por nudo, en el mismo es capaz de analizar los efectos por acciones tridimensionales de una estructura, incluyendo análisis por esfuerzo axial, momento flector en dos direcciones (M33 y M22), momento torsor (T), y cortante en dos direcciones (V22 y V33).

Al mismo tiempo es capaz de analizar las tensiones del elemento en un punto dado.



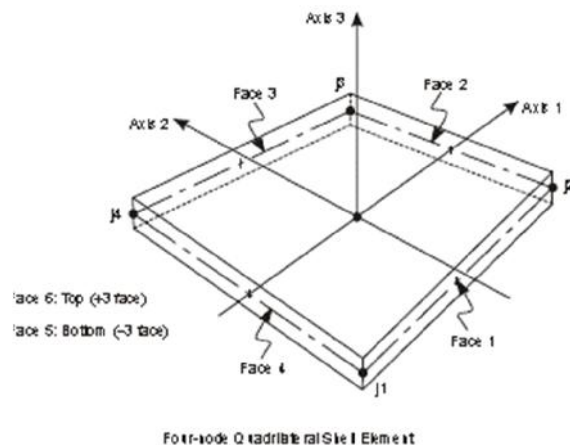


*Utilización de Joint para definir un elemento frame*

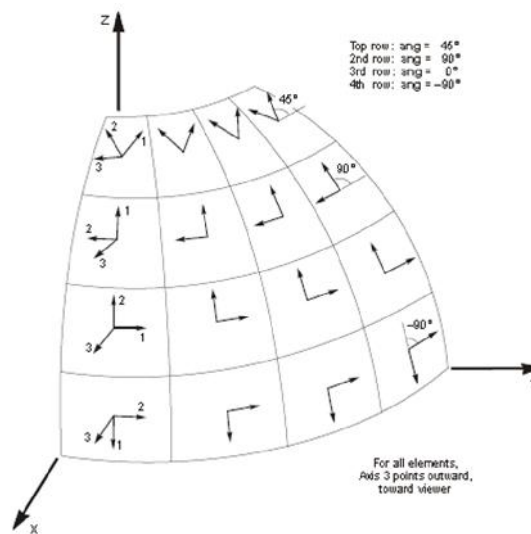
**Elemento Shell (cascara)**

El elemento de cascara es una simplificación en la que dos de las dimensiones son mucho mayores a el espesor del mismo, el elemento de cascara está formado por mínimamente 4 nudos (sin estar restringido a esto acorde a la formulación del mismo), en el mismo se pueden definir acciones en su plano o perpendicular al mismo.

Cada nudo al igual que en el elemento de frame tiene 6 grados de libertad, lo que permite modelar losas, muros, escaleras, cascaras, fundaciones, vigas, estado plano de tensiones, etc.







**Figure 34**  
The Area Element Coordinate Angle with Respect to the Default Orientation

### 3.5 MATERIALES

No se cuenta con una norma de referencia de diseño, sin embargo, por la fecha de su construcción se asume que se realizó el diseño en estados límites de servicio con los siguientes materiales:

Los materiales considerados son:

- Hormigón  $f_{ck} = 20\text{MPa}$
- Acero de refuerzo  $f_{yd} = 240\text{MPa}$

Estos datos se corroboran con el estudio particular de patología realizado por la Facultad de Física, información que nos fue proporcionada.

Es cierto que, para la data de construcción de la estructura, por la tecnología con la que se contaba en relación a la producción de hormigones, es probable que se haya alcanzado una resistencia máxima de 18MPa, sin embargo, por el tiempo ya de madurez de los hormigones y el buen estado que se evidencio, además de los resultados del laboratorio de física, es que se asume para esta verificación un  $f_{ck}$  de 20Mpa

El análisis de cargas a considerar en el modelo matemático es el siguiente, mismo que se ha adoptado del proyecto original de referencia:

### 3.6 CRITERIO DE CARGAS

Área de Oficinas; Comprende Los Pisos desde planta baja hasta el Piso 9

- Carga de Uso: **2.50 kN/m<sup>2</sup>**
- Sobre Carga Muerta: **2.50 kN/m<sup>2</sup>**

donde se considera:

- Cerámica: 0.18 kN/m<sup>2</sup>
- Contra piso: 0.84 kN/m<sup>2</sup>
- Cielo Falso: 0.25 kN/m<sup>2</sup>
- Tabiquería: 1.23 kN/m<sup>2</sup>

Área de Techos; Comprenden Las ultimas losas en los últimos niveles

- Carga de Uso: **2.50 kN/m<sup>2</sup>**
- Sobre Carga Muerta: **1.27 kN/m<sup>2</sup>**

donde se considera:

- Cerámica: 0.18 kN/m<sup>2</sup>
- Contra piso: 0.84 kN/m<sup>2</sup>
- Cielo Falso: 0.25 kN/m<sup>2</sup>

### 3.7 COMBINACIONES DE CARGA

Para el diseño de elementos se ha dispuesto de las combinaciones de la norma CBH87, con condiciones de control intenso:

$$\text{COMB1} = 0.9 (\text{DEAD} + \text{SCM})$$

$$\text{COMB2} = 1.5 (\text{DEAD} + \text{SCM})$$

$$\text{COMB3} = 0.9 (\text{DEAD} + \text{SCM}) + 1.5 \text{LIVE}$$

$$\text{COMB4} = 1.5 (\text{DEAD} + \text{SCM}) + 1.5 \text{LIVE}$$

Se ha dispuesto que las condiciones de control son intensas en el desarrollo del proyecto y se han definido las siguientes combinaciones de carga que rige la norma EHE99:

$$\text{COMB1} = 1.35 (\text{DEAD} + \text{SCM})$$

$$\text{COMB2} = 1.35 (\text{DEAD} + \text{SCM}) + 1.5 \text{LIVE}$$

$$\text{COMB3} = 1.35 (\text{DEAD} + \text{SCM}) + 1.5 \text{LIVE} + 0.9 \text{ VIENTOY}$$

$$\text{COMB4} = 1.35 (\text{DEAD} + \text{SCM}) + 1.5 \text{LIVE} - 0.9 \text{ VIENTOY}$$

$$\text{COMB5} = 1.35 (\text{DEAD} + \text{SCM}) + 1.05 \text{LIVE} + 1.5 \text{ VIENTOY}$$

$$\text{COMB6} = 1.35 (\text{DEAD} + \text{SCM}) + 1.05 \text{LIVE} - 1.5 \text{ VIENTOY}$$

$$\text{COMB7} = 1.35 (\text{DEAD} + \text{SCM}) + 1.5 \text{ VIENTOY}$$

$$\text{COMB8} = 1.35 (\text{DEAD} + \text{SCM}) - 1.5 \text{ VIENTOY}$$

$$\text{COMB9} = 1.00 (\text{DEAD} + \text{SCM}) + 1.5 \text{ VIENTOY}$$

$$\text{COMB10} = 1.00 (\text{DEAD} + \text{SCM}) - 1.5 \text{ VIENTOY}$$

$$\text{COMB11} = 1.00 (\text{DEAD} + \text{SCM}) + 1.0 \text{ LIVE} + 1.5 \text{SISMOY}$$

$$\begin{aligned} \text{ENV ULT} &= \text{Envelop (COMB1; COMB2; COMB3; COMB4;} \\ &\quad \text{COMB5; COMB6; COMB7; COMB8; COMB9;} \\ &\quad \text{COMB10; COMB11)} \end{aligned}$$

$$\text{COMBS1} = 1.00 (\text{DEAD} + \text{SCM}) + 1.0 \text{ LIVE}$$

$$\text{COMBS2} = 1.00 (\text{DEAD} + \text{SCM}) + 0.7 \text{ LIVE}$$

$$\text{COMBS3} = 1.00 (\text{DEAD} + \text{SCM}) + 0.5 \text{ LIVE} + 1.0 \text{ VIENTOX} + 0.3 \text{ VIENTOY}$$

$$\text{COMBS4} = 1.00 (\text{DEAD} + \text{SCM}) + 0.5 \text{ LIVE} + 0.3 \text{ VIENTOX} + 1.0 \text{ VIENTOY}$$

$$\text{ENV SER} = \text{Envolp (COMBS1; COMBS2; COMBS3; COMBS4)}$$

### 3.8 MODELO MATEMATICO DE LA ESTRUCTURA ACTUAL

Con los datos del relevamiento realizado se ha podido realizar el modelo matemático que representa la situación actual del edificio (imagen 9), determinar una tensión de trabajo del edificio con las condiciones de borde reales, y se ha podido verificar principalmente las tensiones de trabajo, verificando que estas tensiones, específicamente a nivel de fundación (imagen 10, modelo matemático de la fundación), con condiciones estándar de carga en: sobrecargas muertas  $\text{SCM} = 1.95 \text{ kN/m}^2$  y carga de uso de  $2.50 \text{ kN/m}^2$ , están por encima de las que presentaban los estudios de suelos preliminares para el proyecto original.

Los demás elementos estructurales como ser columnas vigas y losas en general no representan un problema puesto que se evidencio que están trabajando óptimamente para la función que actualmente cumplen.

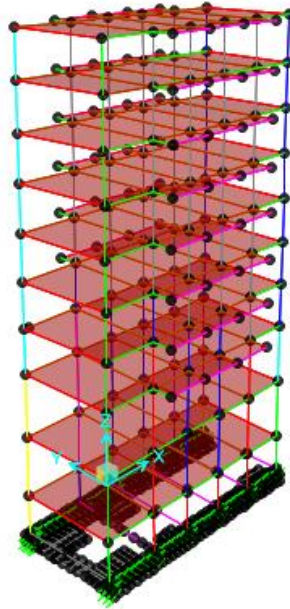


Imagen 9: MODELO MATEMÁTICO ESTRUCTURA EXISTENTE

FUENTE: FUENTE PROPIA

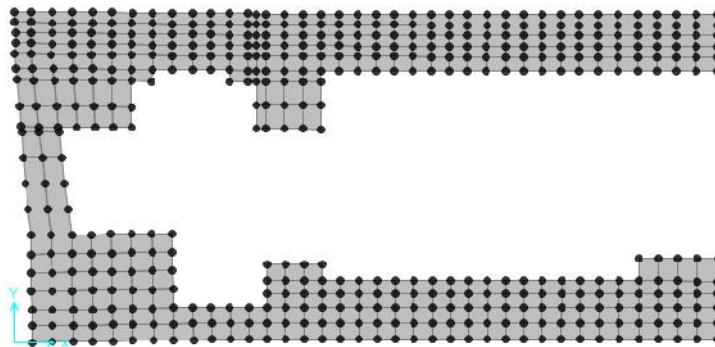


Imagen 10: MODELO MATEMÁTICO ESTRUCTURA EXISTENTE - FUNDACION

FUENTE: FUENTE PROPIA

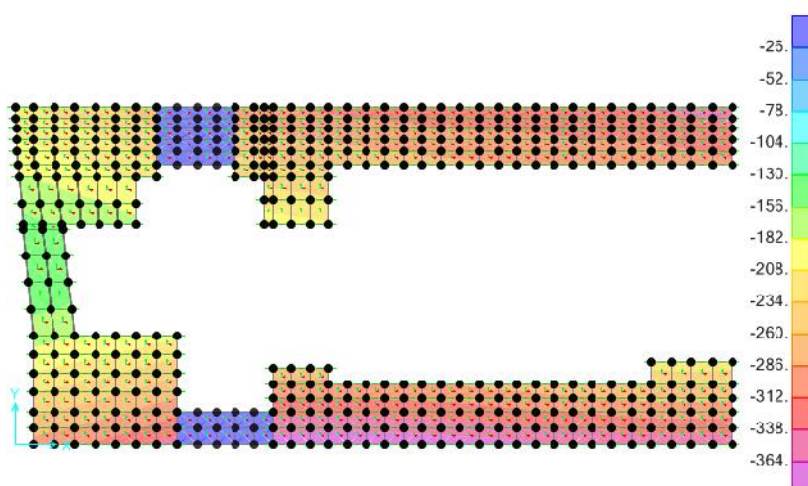


Imagen 11: TENSIONES EN EL SUELO DE FUNDACION: DEAD+SCM+LIVE [KPa]

FUENTE: FUENTE PROPIA

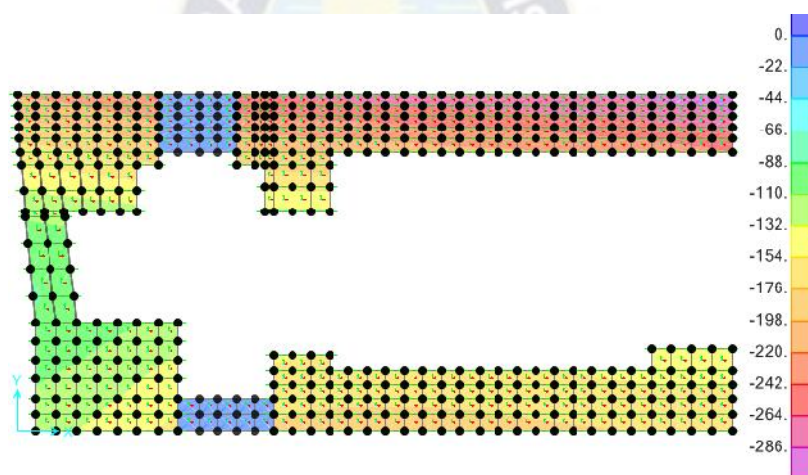


Imagen 12: TENSIONES EN EL SUELO DE FUNDACION: DEAD+WIND [KPa]

FUENTE: FUENTE PROPIA

Como se observa en las anteriores imágenes, vemos que las tensiones máximas alcanzadas por la fundación en el estado original (sin incremento de pisos) alcanzan a los 364 kPa, lo que quiere decir que el suelo de fundación ha estado a esta tensión de servicio durante su vida útil.

### 3.9 VERIFICACIONES DE LA ESTRUCTURA

Para la verificación de la estructura se ha empleado los criterios que prescriben la norma de referencia CBH-87, norma oficial que rige en Bolivia para estructuras de hormigón armado, sin embargo, para ciertas edificaciones y criterios de armaduras por ductilidad se ha utilizado las



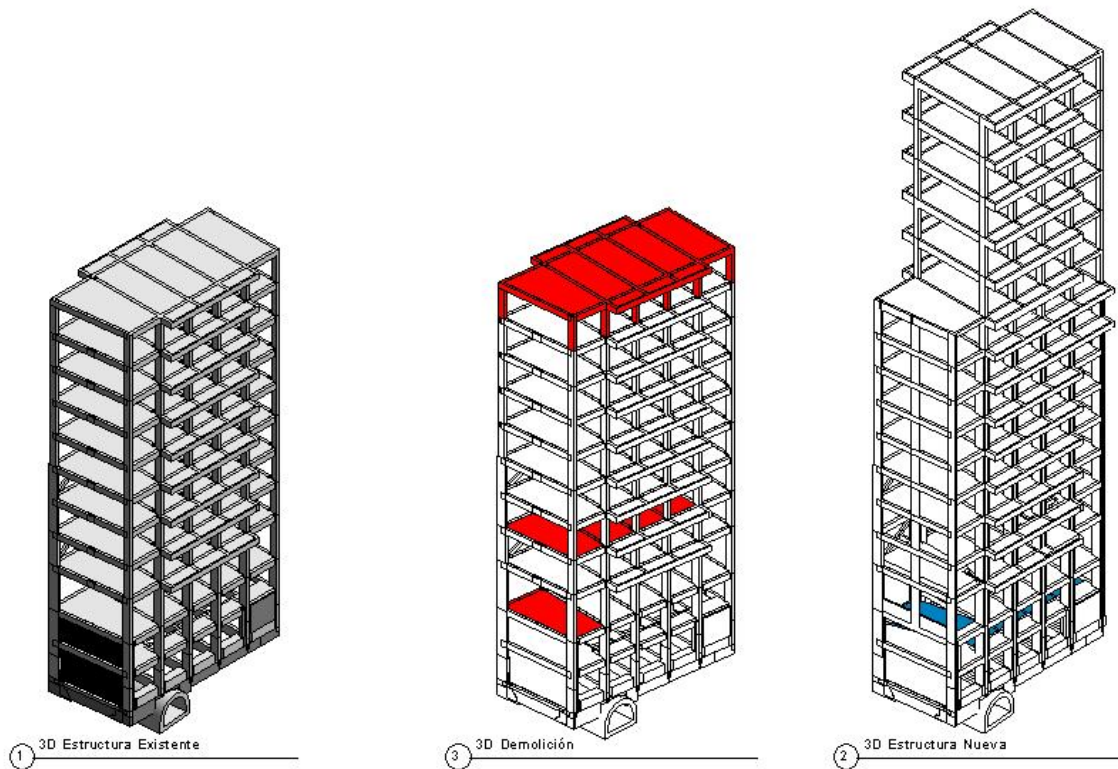
prescripciones de la norma EHE99. Vale destacar que la norma EHE99 es más exigente con ciertos criterios, sobre todo con combinaciones de cargas dinámicas (Sismo). Por otro lado, al no existir una normativa de cargas explícita a la CBH87, se ha utilizado criterios mostrados más adelante para la verificación de Sismo y Viento, con las combinaciones a la norma EHE-99.

#### **4. ANALISIS PARA EL INCREMENTO DE NIVELES**

Una vez conocido el proyecto arquitectónico ajustado en la segunda fase, se ha podido realizar las diferentes modelaciones de la estructura, para la cual se ha tomado como criterios los que se describen a continuación:

- a) Con los datos recolectados, con los estudios realizados y con el comportamiento histórico del edificio, se toma como válida la estructura existente para el funcionamiento de pisos de oficinas, como fue durante la vida útil, esto quiere decir que los materiales, cargas, geometría de elementos, son razonablemente seguros para asumir esta afirmación
- b) Todas las cargas nuevas por el incremento de pisos se han de transmitir por medio de nuevos elementos de refuerzo verticales. Para tal fin se incluye nuevas columnas que transfieren a la nueva fundación del edificio
- c) Se Calcula una nueva fundación que sea capaz de soportar todas las cargas nuevas y antiguas (Mediante la compatibilidad de deformaciones de la estructura antigua y nueva) para resistir todas las posibles acciones.
- d) Se demuelen ciertas partes del edificio existente, por razones arquitectónicas y para eliminar cargas innecesarias.

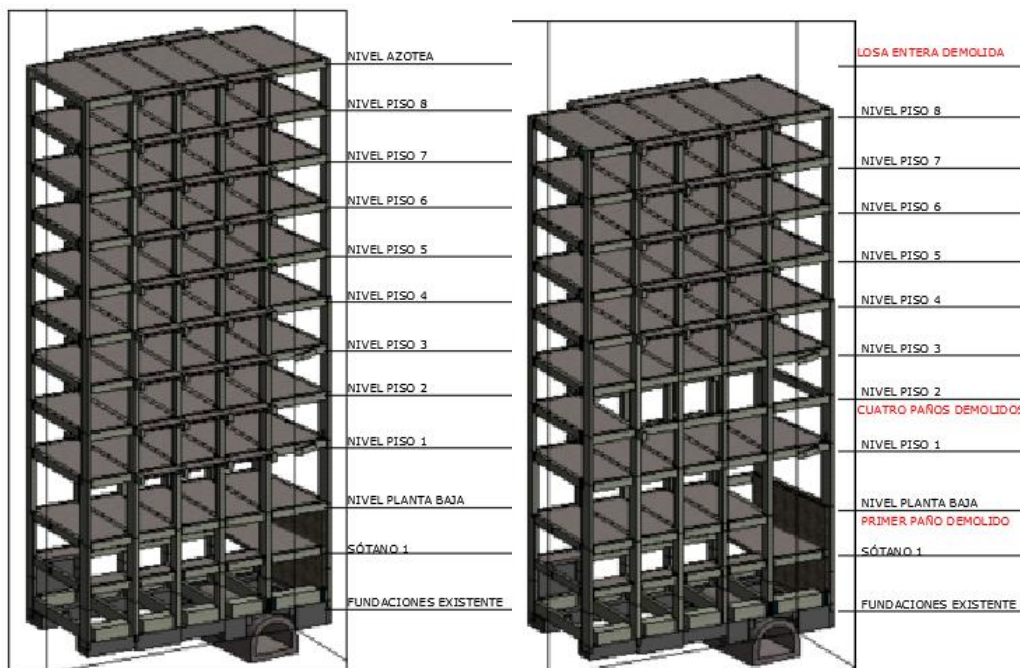
Con estos criterios se han podido realizar modelos matemáticos que sean capaces de representar dichas hipótesis básicas de diseño y así poder dimensionar los nuevos elementos estructurales de soporte: Fundaciones, Columnas, Vigas y Losas.



**Imagen 13: ESTRUCTURA EXISTENTE – DEMOLICION DE ELEMENTOS – INCREMENTO DE PISOS**  
**FUENTE: FUENTE PROPIA**

Esta imagen 13 nos muestra la comparación entre: el modelo de la estructura actual (figura del extremo izquierdo), con los elementos determinados resultado del relevamiento, los paños a ser demolidos (figura central) y la estructura nueva con el incremento de los niveles (figura extremo derecho)

Las acciones para la adecuación del edificio Aloisio a la nueva arquitectura fueron principalmente las de realizar demoliciones en la losa de Planta baja, segundo Piso y losa de cubierta, esta última sufre demolición total, por propósitos arquitectónicos. (Imagen14)



**Imagen 14: ESTRUCTURA ACTUAL Y ESTRUCTURA CON DEMOLICIONES PREVISTAS**

**FUENTE: FUENTE PROPIA**

También se han definido y controlado el uso de materiales de construcción que permitan disminuir la sobre carga muerta, así como no colocar ninguna capa de nivelación a los parqueos, también se ha definido el uso de losa radiante como forma de calefacción solo a los primeros 4 niveles y a partir de ahí usar otro tipo de calefacción que no requiera de contrapisos adicionales en las losas, todo con el fin de tener nuevos criterios de carga y poder incrementar los niveles sin variar el peso bruto que originalmente tiene la estructura, para, de esta forma, no modificar en demasía las tensiones finales con las que trabajara la nueva estructura que deben estar en el orden de la que se halló como tensión de trabajo de la estructura original.





Imagen 15: ESTRUCTURA CON EL INCREMENTO DE NIVELES – MODELO MATEMATICO

FUENTE: FUENTE PROPIA

## 4.1 CRITERIOS DE CARGA

### 4.1.1 CARGAS GRAVITACIONALES

Para las cargas dividimos en sectores la estructura donde tenemos:

Área de Oficinas; Comprende Los Pisos a partir de planta baja hasta el cuarto nivel

- Carga de Uso: **2.50 kN/m<sup>2</sup>**
- Sobre Carga Muerta : **2.65 kN/m<sup>2</sup>**

Áreas de cocina Auditorio con butacas fijas

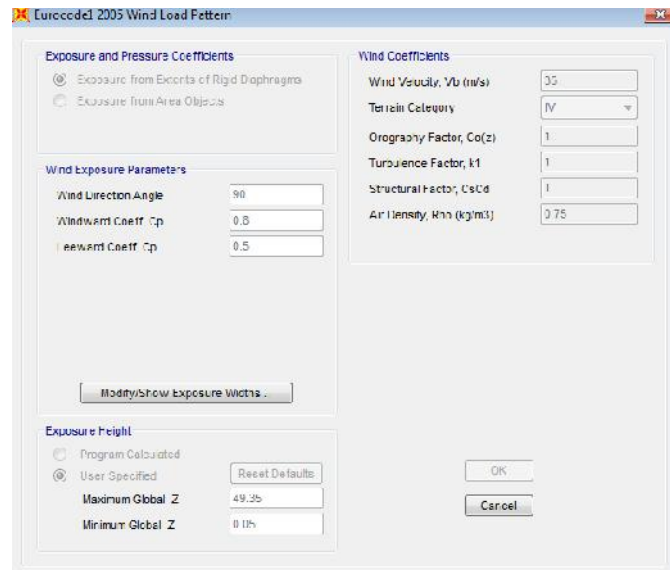
- Carga de Uso: **2.50 kN/m<sup>2</sup>**
- Sobre Carga Muerta: **1.95 kN/m<sup>2</sup>**

Área de Techos; Comprenden Las ultimas losas desde el cuarto nivel hasta las cubiertas

- Carga de Uso: **2.50 kN/m<sup>2</sup>**
- Sobre Carga Muerta: **1.95 kN/m<sup>2</sup>**

#### 4.1.2 CARGA DE VIENTO

Se consideró una carga de viento de 35 m/s que equivale a 120 Km/h aproximadamente.



A continuación, se muestra un cálculo manual para un punto de la curva

#### Cálculo de presiones de Viento

Barlovento coeficiente:  $C_{pb} := 0.8$  EUROCODIGO tabla 7.1, zona D

Sotavento coeficiente  $C_{ps} := 0.5$  EUROCODIGO tabla 7.1, zona E

Velocidad Basica de diseno:  $v_b := 35 \frac{m}{s}$

Orografic factor(z)  $C_o(z) := 1$  EUROCODIGO 4.3.1

Factor de turbulencia:  $k_1 := 1$  EUROCODIGO 4.4

Factor estructural:  $C_s := 1$  EUROCODIGO 6.2 INICISO c)

$C_d := 1$  EUROCODIGO 6.2 INICISO c)

densidad del aire:  $\rho := 0.75 \frac{kg}{m^3}$  Dato Asumido

Determinación del coeficiente  $C_r(z)$

$z_0 := 1$  Eurocodigo Tabal 4.1 Categoría Terreno IV  
 $Z_{oII} := 0.05$  EUROCODIGO Tabla 4.1

$$k_r := 0.19 \cdot \left( \frac{z_0}{Z_{oII}} \right)^{0.07} = 0.234 \quad \text{EUROCODIGO EC 4.5}$$

Presión básica e diseño:

$$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot \frac{N}{m^2} = 0.459 \cdot \text{kPa}$$

Cálculo de la presión pico:

$$q_p(z) := \frac{1}{2} \rho (1 + 7I_v(z)) \cdot (C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot v_b)^2 \quad \text{EUROCODIGO EC. 4.8}$$

Referencia de altura  $z := 75.4$   
 $z_0 = 1$

$$C_r := k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 1.013$$

Cálculo de  $I_v$   
 $k_I := 1$

$$I_v := \frac{k_I}{C_o(z) \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right)} = 0.231 \quad \text{EUROCODIGO EC4.7}$$

Luego reemplazando los valores en la presión pico

$$q_p := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot (1 + 7I_v) \cdot (C_r \cdot C_o(z) \cdot v_b)^2 \cdot \frac{N}{m^2} = 1.235 \cdot \text{kPa}$$

De acuerdo a la carga de viento y el código empleado, se tiene la siguiente distribución de presiones en el edificio:

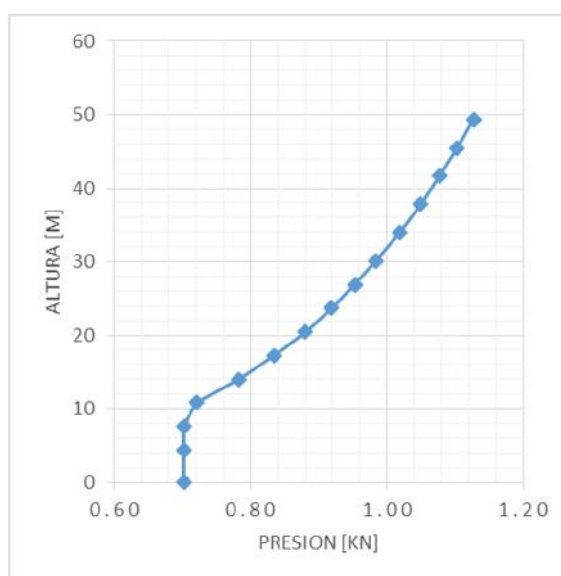


Tabla: Cargas por presion de Viento y Areas Tributarias

| TABLE: Auto Wind Exposure For Horizontal Diaphragms |                  |            |        |      |           |            |       |         |         |
|---|------------------|------------|--------|------|-----------|------------|-------|---------|---------|
| LoadPat   | Diaphragm        | DiaphragmZ | X      | Y    | TribWidth | TribHeight | AREA  | Fuerza  | Presion |
| Text  | Text             | m          | m      | m    | m         | m          | m2    | kN      | kPa     |
| WINDY   | DIAPH1_5.000E-02 | 0.05       | 8.735  | 4.04 | 17.47     | 2.19       | 38.26 | 26.873  | 0.70    |
| WINDY   | DIAPH1_4.43      | 4.43       | 8.735  | 3.29 | 17.47     | 3.79       | 66.21 | 46.506  | 0.70    |
| WINDY   | DIAPH1_7.63      | 7.63       | 8.735  | 3.29 | 17.47     | 3.2        | 55.90 | 39.267  | 0.70    |
| WINDY   | DIAPH1_10.83     | 10.83      | 8.735  | 4.04 | 17.47     | 3.2        | 55.90 | 40.256  | 0.72    |
| WINDY   | DIAPH1_14.03     | 14.03      | 8.735  | 4.04 | 17.47     | 3.21       | 56.08 | 43.916  | 0.78    |
| WINDY   | DIAPH1_17.25     | 17.25      | 8.735  | 4.04 | 17.47     | 3.22       | 56.25 | 46.99   | 0.84    |
| WINDY   | DIAPH1_20.47     | 20.47      | 8.735  | 4.04 | 17.47     | 3.215      | 56.17 | 49.419  | 0.88    |
| WINDY   | DIAPH1_23.68     | 23.68      | 8.735  | 4.04 | 17.47     | 3.215      | 56.17 | 51.6    | 0.92    |
| WINDY   | DIAPH1_26.9      | 26.9       | 8.735  | 4.04 | 17.47     | 3.21       | 56.08 | 53.464  | 0.95    |
| WINDY   | DIAPH1_30.1      | 30.1       | 8.735  | 4.04 | 17.47     | 3.525      | 61.58 | 60.627  | 0.98    |
| WINDY   | DIAPH1_33.95     | 33.95      | 10.955 | 4.04 | 13.03     | 3.85       | 50.17 | 51.087  | 1.02    |
| WINDY   | DIAPH1_37.8      | 37.8       | 10.955 | 4.04 | 13.03     | 3.85       | 50.17 | 52.628  | 1.05    |
| WINDY   | DIAPH1_41.65     | 41.65      | 10.955 | 4.04 | 13.03     | 3.85       | 50.17 | 54.04   | 1.08    |
| WINDY   | DIAPH1_45.5      | 45.5       | 10.955 | 4.04 | 13.03     | 5.775      | 75.25 | 83.015  | 1.10    |
| WINDY   | DIAPH1_49.35     | 49.35      | 10.955 | 4.04 | 13.03     | 1.925      | 25.08 | 28.277  | 1.13    |
|   |                  |            |        |      |           |            | Total | 727.965 |         |

### 4.1.3 CARGA DE SISMO

#### Antecedentes

Para el análisis por carga dinámica en el edificio del MEFP se ha consultado varias normas de referencia, puesto que no existe una norma vigente que aplique a la ciudad de La Paz – Bolivia donde se encuentra el edificio.

Para ello se utilizó el método de análisis modal espectral, en el que se define un espectro de diseño con variables propias del lugar.

Cada metodología tanto ASCE, EUROCODIGO, etc. plantean ciertos parámetros básicos para la definición del espectro. Sin embargo, por la

proximidad a la región se ha empleado la norma chilena de referencia para la determinación de la carga dinámica.

### **Metodología de análisis**

El método de verificación para carga dinámica recomendado por varias normas de diseño estructural es el análisis modal espectral, en el mismo se definen varios parámetros que relacionan las propiedades básicas de suelos, análisis de autovalores y autovectores de la estructura, y criterios de ductilidad de la misma.

### **Modelos Estructurales:**

Para el cálculo de las masas se consideran las cargas permanentes, por peso propio y sobrecargas muertas, más un porcentaje de la sobrecarga de uso, en caso de que no sea usual las aglomeraciones de personas o cosas hasta un 50%.

De acuerdo a los parámetros de diseño se ha llegado empleando las ecuaciones de la norma chilena NCh433

### **Sistema Sismo resistente:**

El sistema sismo resistente del edificio MEFP, se trata de una estructura monolítica con un sistema de losas en dos direcciones hormigonadas en situ, se adopta la hipótesis de diafragma rígido para la transmisión de cargas hacia los elementos de sostén (Columnas y muros).

### **Zonificación Sísmica:**

En la norma se distinguen tres zonas sísmicas, la que se adopta es la zona sísmica cerca de la cordillera, zonas Sísmica 1





Zonificación Sísmica

**Efectos del suelo de fundación y Topografía en las características del movimiento sísmico**

Los parámetros que representan las características del suelo de fundación que influyen en el valor del cortante basal, se determinan de acuerdo a valores establecidos en la siguiente tabla:

**Definición de tipos de suelo**

| Tipo de Suelo | Descripción   |
|---------------|---|
| II            | <p>a) Suelo con <math>v_s</math> igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien,</p> <p>b) Grava densa, con peso unitario seco <math>\gamma_d</math> igual o mayor que 20 kN/m<sup>3</sup>, o índice de densidad <math>ID(DR)</math> (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien;</p> <p>c) Arena densa, con <math>ID(DR)</math> mayor que 75%, o Índice de Penetración Estandar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado <math>s_u</math> igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple <math>q_u</math> igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras.</p> <p>En todo los casos, las condiciones indicadas deberán cumplirse independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se clasificará como tipo I.</p> |

**Categoría del Edificio:**

Categoría A: Edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública.

**Factor de Modificación de la respuesta:**

El factor de modificación de respuesta  $R_o$  ( o  $R$ ) establece o refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados.

Así, la norma Chilena NCh0433 establece los siguientes valores de  $R$  y  $R_o$ :

Valores Máximos de los factores de modificación de respuesta

| Sistema estructural   | Material estructural                          | $R$ | $R_o$ |
|---|---|-----|-------|
| Pórticos  | Acero estructural                             | 7   | 11    |
|   | Hormigón armado                               | 7   | 11    |
| Muros y sistemas arriostrados   | Acero estructural                             | 7   | 11    |
|   | Hormigón armado                               | 7   | 11    |
|   | Hormigón armado y albañilería confinada       |     |       |
|   | - Si se cumple el criterio A <sup>2)</sup>    | 6   | 9     |
|   | - Si no se cumple el criterio A <sup>2)</sup> | 4   | 4     |
|   | Madera  | 5,5 | 7     |
|   | Albañilería confinada                         | 4   | 4     |
| Albañilería armada  |   |     |       |
| - De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa  | 4   | 4   |       |
| - De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos | 3   | 3   |       |
| Cualquier tipo de estructuración o material que no pueda ser clasificado en alguna de las categorías anteriores <sup>3)</sup>   |   | 2   | -     |

Para el análisis del edificio MEFP, se ha considerado el factor de modificación de respuesta  $R=4$

**Análisis Modal Espectral:**

El método se aplica a estructuras que presentan modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden del 5% del amortiguamiento crítico.

El espectro de diseño, que es la representación de cómo los posibles sismos en el área de estudio influyen en un sistema de un grado de libertad con periodos definidos, está definido por la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{IA_0\alpha}{R^*}$$

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left( \frac{T_n}{T_0} \right)^p}{1 + \left( \frac{T_n}{T_0} \right)^3}$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

Donde:

$T_n$ : Período de vibración del modo  $n$

$T_{0,p}$ : Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación.

$T^*$ : Período del modo con mayor masa trasnacional equivalente en la dirección de análisis.

$R_0^*$ : Valor para la estructura.

### Superposición modal:

Los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las sollicitaciones de cada elemento estructural deben calcularse para cada una de las direcciones de acción sísmica, superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar.

Coefficientes del Valor I:

Tabla 6.1 - Valor del coeficiente  $I$

| Categoría del edificio | $I$ |
|------------------------|-----|
| A                      | 1,2 |
| B                      | 1,2 |
| C                      | 1,0 |
| D                      | 0,6 |

Valor Adoptado:  $I=1,2$



Tabla 6.2 - Valor de la aceleración efectiva  $A_0$

| Zona sísmica | $A_0$  |
|--------------|--------|
| 1            | 0,20 g |
| 2            | 0,30 g |
| 3            | 0,40 g |

Nota: Si bien la aceleración efectiva mínima es de 0.20g, por efectos geográficos se ha visto por conveniente adoptar el valor  $A_0=0.12g$

Tabla 6.3 - Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo

| Tipo de suelo | S    | $T_0$<br>s | $T^*$<br>s | n    | p   |
|---------------|------|------------|------------|------|-----|
| I             | 0,90 | 0,15       | 0,20       | 1,00 | 2,0 |
| II            | 1,00 | 0,30       | 0,35       | 1,33 | 1,5 |
| III           | 1,20 | 0,75       | 0,85       | 1,80 | 1,0 |
| IV            | 1,30 | 1,20       | 1,35       | 1,80 | 1,0 |

Tabla 6.4 - Valores máximos del coeficiente sísmico C

| R   | $C_{máx}$     |
|-----|---------------|
| 2   | 0,90 $SA_0/g$ |
| 3   | 0,60 $SA_0/g$ |
| 4   | 0,55 $SA_0/g$ |
| 5,5 | 0,40 $SA_0/g$ |
| 6   | 0,35 $SA_0/g$ |
| 7   | 0,35 $SA_0/g$ |

Cálculo del Espectro de diseño:

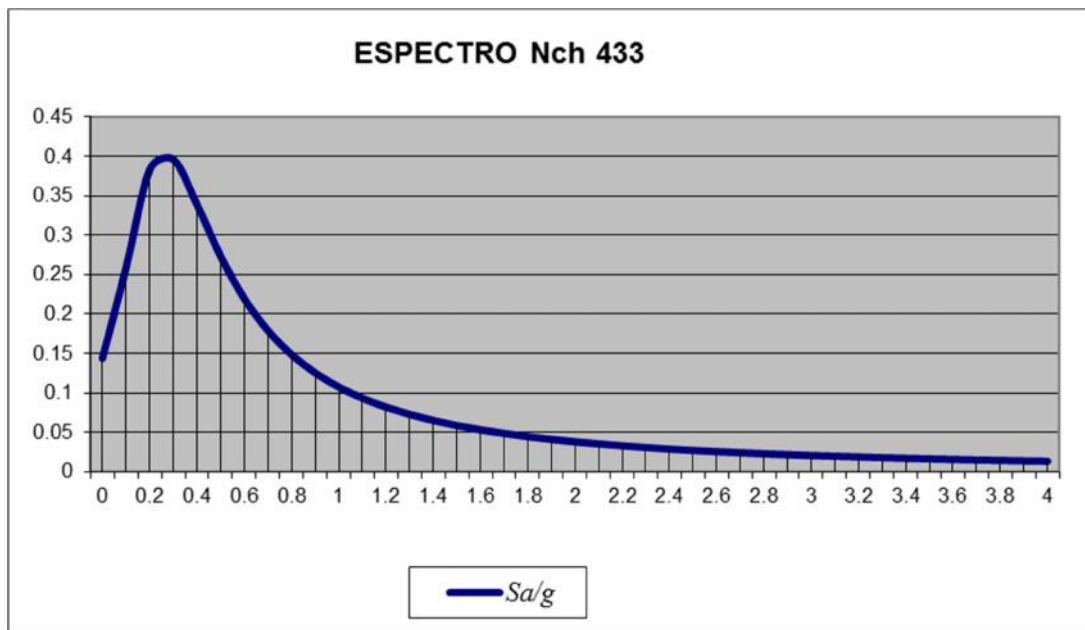
|                    |    |
|--------------------|----|
| Categoría Edificio | A  |
| Zona Sísmica       | 1  |
| Tipo de Suelo      | II |
| Roeficiente $R_0$  | 4  |
| Roeficiente R      | 4  |

$$S_a = \frac{IA_0\alpha}{R^*}$$

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3}$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

|      |      |
|------|------|
| l    | 1.20 |
| Ao/g | 0.12 |
| To   | 0.30 |
| T    | 0.35 |
| n    | 1.33 |
| p    | 1.50 |
| S    | 1    |
| Cmax | 0.07 |



| Modo | T [seg] | Dir. | % part. | R*   | R*ef. | Q red.ef | % Peso | Factor |
|------|---------|------|---------|------|-------|----------|--------|--------|
| 2    | 1.61433 | X    | 75      | 4.72 | 4.72  | 129.0    | 6.54   | 2.07   |
| 1    | 1.52773 | Y    | 71      | 4.71 | 5.34  | 156.2    | 7.92   | 1.83   |
| 12   | 0.18807 | Z    | 95      | -    | -     | -        | -      | -      |

Corte Basal X-X [Ton]

| Nivel  | Peso   | Q elást. | % Peso | Q mín. | % Peso | Qmáx.      | % Peso | Q red. | % Peso |
|--------|--------|----------|--------|--------|--------|------------|--------|--------|--------|
| Piso 1 | 1972.6 | 609.296  | 30.9%  | 47.34  | 2.40   | 156.229659 | 7.92   | 129.0  | 6.54   |

Corte Basal Y-Y [Ton]

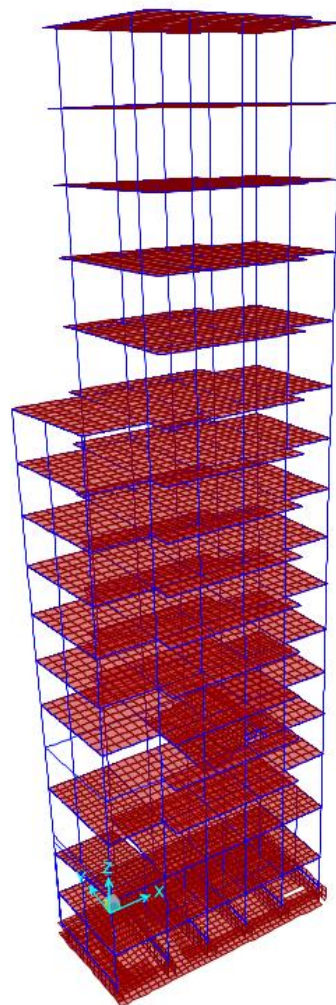
| Nivel  | Peso   | Q elást. | % Peso | Q mín. | % Peso | Qmáx.      | % Peso | Q red. | % Peso |
|--------|--------|----------|--------|--------|--------|------------|--------|--------|--------|
| Piso 1 | 1972.6 | 834.776  | 42.3%  | 47.34  | 2.40   | 156.229659 | 7.92   | 177.3  | 8.99   |



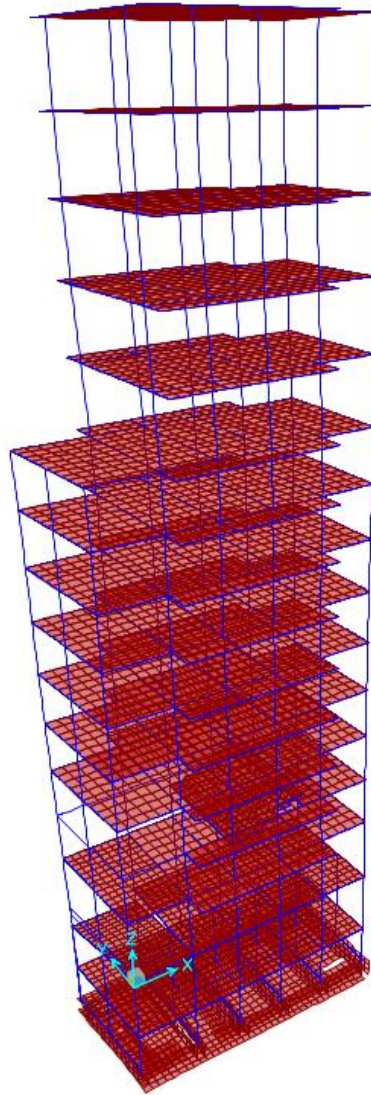
| TABLE: Base Reactions |             |          |          |          |           |                                 |
|-----------------------|-------------|----------|----------|----------|-----------|---------------------------------|
| OutputCase            | CaseType    | StepType | GlobalFX | GlobalFY | GlobalFZ  | Observación                     |
| Text                  | Text        | Text     | KN       | KN       | KN        |                                 |
| DEAD                  | LinStatic   |          | 0.00     | (0.00)   | 20,986.37 | DEAD LOAD                       |
| SCM                   | LinStatic   |          | 0.00     | (0.00)   | 4,494.78  | Sbre carga adicional muerta     |
| LIVE                  | LinStatic   |          | 0.00     | (0.00)   | 5,685.03  | 100% carga Viva                 |
| WINDY                 | LinStatic   |          | (0.00)   | (727.97) | 0.00      | Viento en Y                     |
| SISMOY                | LinRespSpec | Max      | 2.05     | 107.64   | 1.92      | Sismo en Y                      |
| DEAD+SCM+0.7LIVE      | Combination |          | 409.33   | 48.12    | 29,460.67 | ELS1                            |
| DEAD+SCM+WIND         | Combination |          | 0.00     | (727.97) | 25,481.15 | ELS2                            |
| Peso Estructura       | Combination |          | 0.00     | (0.00)   | 28,323.66 | Peso Sismico, DEAD+SCM+0.5 LIVE |

### IMÁGENES: Modos Principales de la estructura

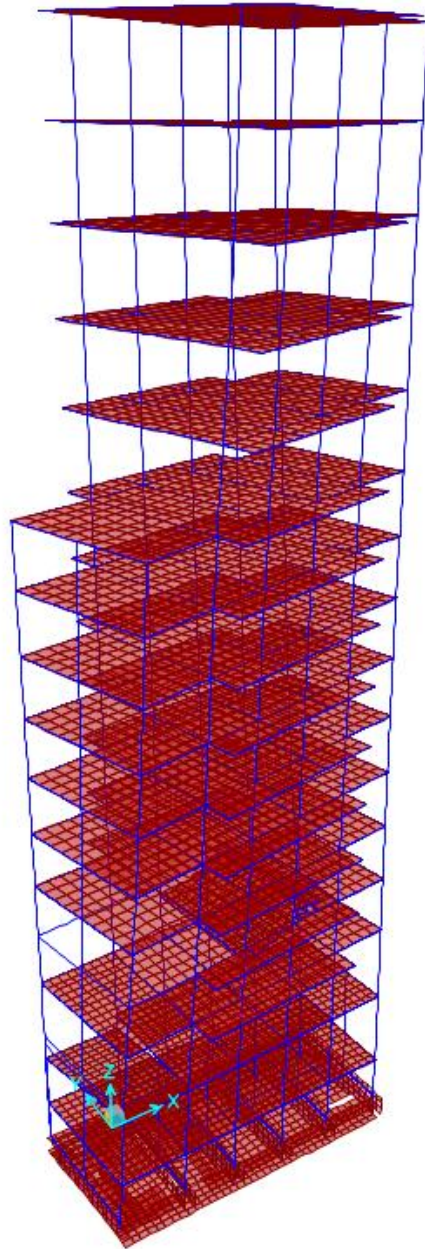
Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 3.06654; f = 0.32610



Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 2.30526; f = 0.43379

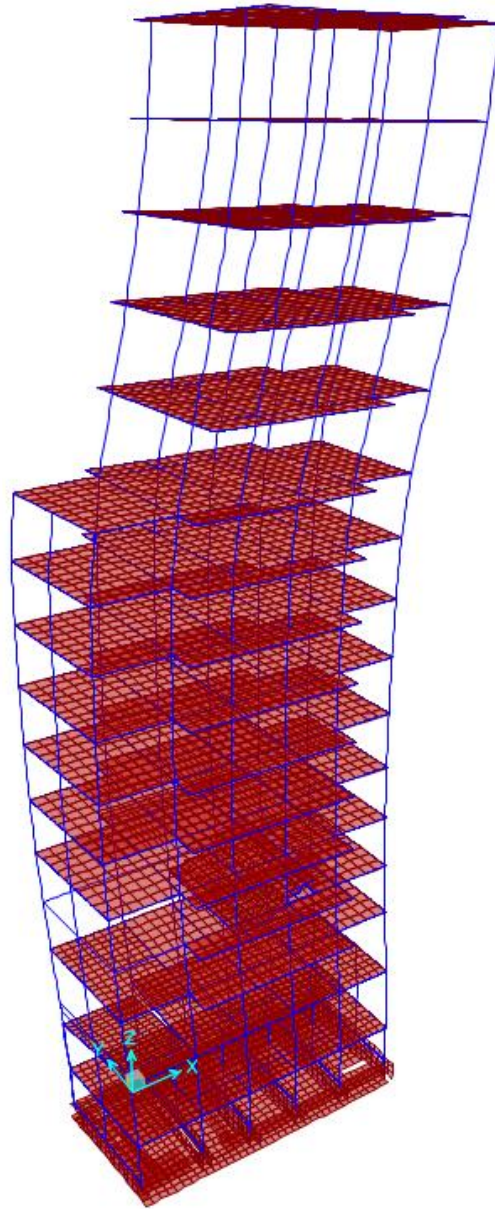


Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 1.54496; f = 0.64726

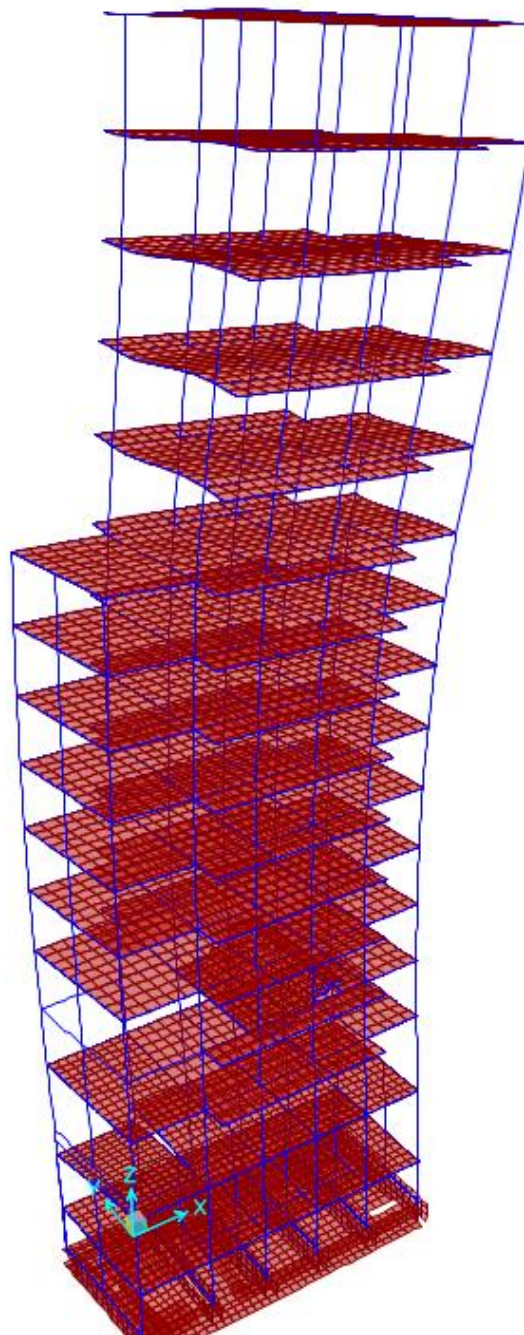





Deformed Shape (MODAL) - Mode 4; T = 0.97056; f = 1.03034

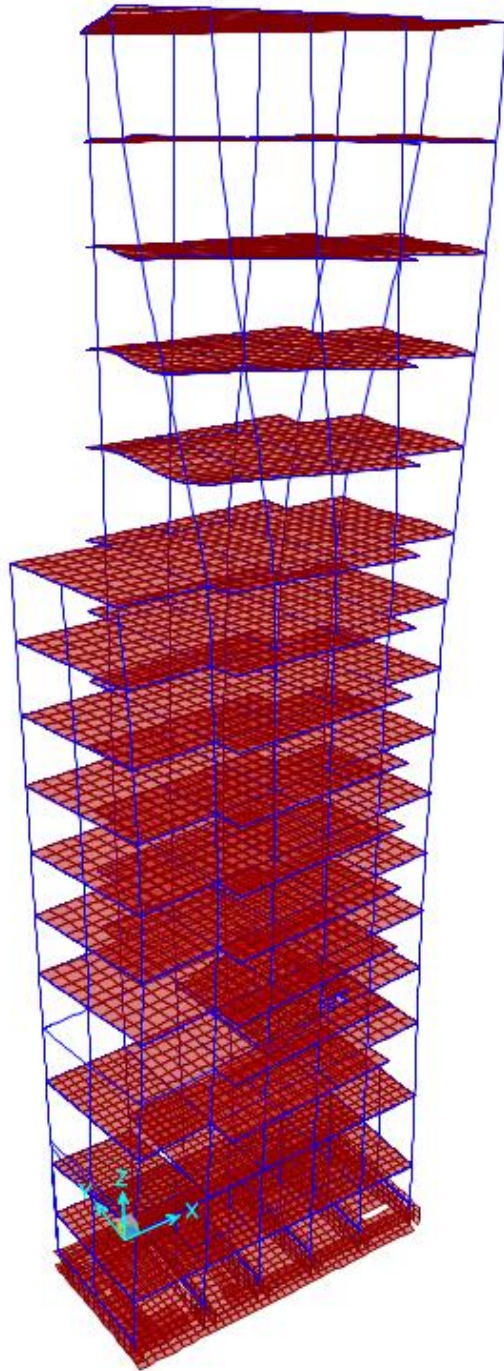


▼ Deformed Shape (MODAL) - Mode 5; T = 0.79769; f = 1.25362





 Deformed Shape (MODAL) - Mode 6; T = 0.66770; f = 1.49767



## 4.2 CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

### Materiales de Estructura Existente:

- Hormigón H-20: Hormigón de resistencia  $f_{ck} = 20\text{MPa}$
- Acero Estructural B240: con resistencia  $f_{yk} = 240\text{MPa}$

### Materiales de Estructura nueva:

Materiales para Fundación:

- Hormigón H-21: Hormigón de resistencia  $f_{ck} = 21\text{MPa}$
- Acero Estructural B500: con resistencia  $f_{yk} = 500\text{MPa}$

Materiales para Columnas, vigas y losa:

- Hormigón H-25: Hormigón de resistencia  $f_{ck} = 25\text{MPa}$
- Acero Estructural B500: con resistencia  $f_{yk} = 500\text{MPa}$

## 4.3 COMBINACIONES DE CARGA

Para el cálculo de las solicitaciones y el diseño por lo estados límites últimos se utilizaron las combinaciones de carga especificadas por el CBH 87. Al mismo tiempo se ha tomado las prescripciones de EHE99 para acciones de Sismo y Viento con la respectiva norma de cargas cuyos coeficientes de ponderación son tomados para condiciones Intensas de Control:

Para el diseño de elementos se ha dispuesto de las combinaciones de la norma CBH87, con condiciones de control intenso:

| Comb. | PP    | CM    | Qa    | V(+X) | V(-X) | V(+Y) | V(-Y) | SX | SY |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----|----|
| 1     | 0.900 | 0.900 |       |       |       |       |       |    |    |
| 2     | 1.600 | 1.600 |       |       |       |       |       |    |    |
| 3     | 0.900 | 0.900 | 1.600 |       |       |       |       |    |    |
| 4     | 1.600 | 1.600 | 1.600 |       |       |       |       |    |    |
| 5     | 0.925 | 0.925 |       | 1.440 |       |       |       |    |    |
| 6     | 1.440 | 1.440 |       | 1.440 |       |       |       |    |    |
| 7     | 0.925 | 0.925 | 1.440 | 1.440 |       |       |       |    |    |
| 8     | 1.440 | 1.440 | 1.440 | 1.440 |       |       |       |    |    |
| 9     | 0.925 | 0.925 |       |       | 1.440 |       |       |    |    |
| 10    | 1.440 | 1.440 |       |       | 1.440 |       |       |    |    |
| 11    | 0.925 | 0.925 | 1.440 |       | 1.440 |       |       |    |    |
| 12    | 1.440 | 1.440 | 1.440 |       | 1.440 |       |       |    |    |
| 13    | 0.925 | 0.925 |       |       |       | 1.440 |       |    |    |
| 14    | 1.440 | 1.440 |       |       |       | 1.440 |       |    |    |

|    |       |       |       |  |  |       |       |        |        |
|----|-------|-------|-------|--|--|-------|-------|--------|--------|
| 15 | 0.925 | 0.925 | 1.440 |  |  | 1.440 |       |        |        |
| 16 | 1.440 | 1.440 | 1.440 |  |  | 1.440 |       |        |        |
| 17 | 0.925 | 0.925 |       |  |  |       | 1.440 |        |        |
| 18 | 1.440 | 1.440 |       |  |  |       | 1.440 |        |        |
| 19 | 0.925 | 0.925 | 1.440 |  |  |       | 1.440 |        |        |
| 20 | 1.440 | 1.440 | 1.440 |  |  |       | 1.440 |        |        |
| 21 | 0.950 | 0.950 |       |  |  |       |       | -1.000 |        |
| 22 | 1.280 | 1.280 |       |  |  |       |       | -1.000 |        |
| 23 | 0.950 | 0.950 | 1.280 |  |  |       |       | -1.000 |        |
| 24 | 1.280 | 1.280 | 1.280 |  |  |       |       | -1.000 |        |
| 25 | 0.950 | 0.950 |       |  |  |       |       | 1.000  |        |
| 26 | 1.280 | 1.280 |       |  |  |       |       | 1.000  |        |
| 27 | 0.950 | 0.950 | 1.280 |  |  |       |       | 1.000  |        |
| 28 | 1.280 | 1.280 | 1.280 |  |  |       |       | 1.000  |        |
| 29 | 0.950 | 0.950 |       |  |  |       |       |        | -1.000 |
| 30 | 1.280 | 1.280 |       |  |  |       |       |        | -1.000 |
| 31 | 0.950 | 0.950 | 1.280 |  |  |       |       |        | -1.000 |
| 32 | 1.280 | 1.280 | 1.280 |  |  |       |       |        | -1.000 |
| 33 | 0.950 | 0.950 |       |  |  |       |       |        | 1.000  |
| 34 | 1.280 | 1.280 |       |  |  |       |       |        | 1.000  |
| 35 | 0.950 | 0.950 | 1.280 |  |  |       |       |        | 1.000  |
| 36 | 1.280 | 1.280 | 1.280 |  |  |       |       |        | 1.000  |

#### 4.1.4 MODELO

Bajo esta formulación que corresponde a las que se encuentra basado este tipo de elementos y con los que trabaja el SAP 2000 nos permite poder apreciar tanto las solicitaciones, tensiones y cantidad que requiere de acero en el elemento estructural.

Debemos destacar que las losas nuevas son losas alivianadas en una dirección y las losas existentes son losas llenas en una dirección de 15 cm de espesor.

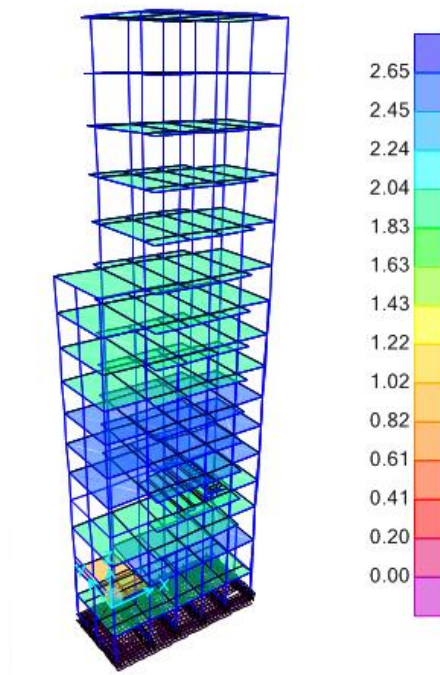


Imagen 16: DISTRIBUCIÓN DE SOLICITACIONES POR SOBRE CARGA MUERTA [kN,m]

FUENTE: FUENTE PROPIA

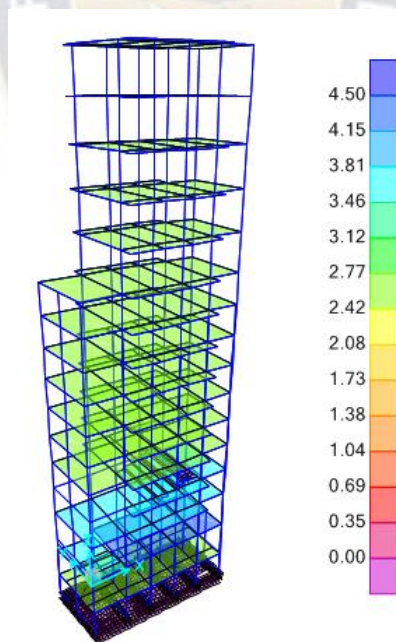


Imagen 17: DISTRIBUCIÓN DE SOLICITACIONES POR CARGA VIVA [kN,m]

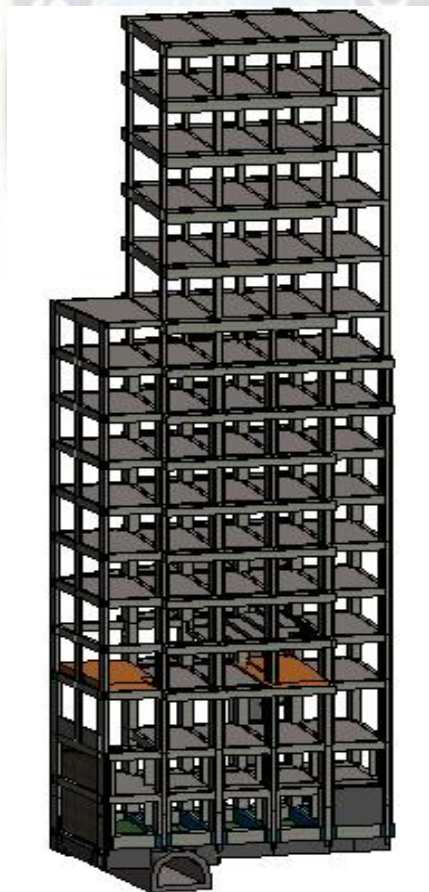
FUENTE: FUENTE PROPIA

## 5. AJUSTES DE DISEÑO AL SISTEMA ESTRUCTURAL

Con la información en planos e inspecciones visuales para confirmación de dimensiones de los elementos estructurales y su posición, se ha realizado un modelo matemático por el método de elementos finitos (FEM).

Para la verificación en concordancia del modelo y planos arquitectónicos se ha realizado un modelo tridimensional y de tal manera de introducir correctamente la estructura

Para el incremento de los niveles solicitados se utilizó el mismo sistema estructural precedente, pórticos de columnas y vigas los cuales sostienen las losas que conforman los nuevos niveles. (Imagen 18, modelo final con incremento de niveles)



*Imagen 18: MODELO 3D DEL NUEVO EDIFICIO*

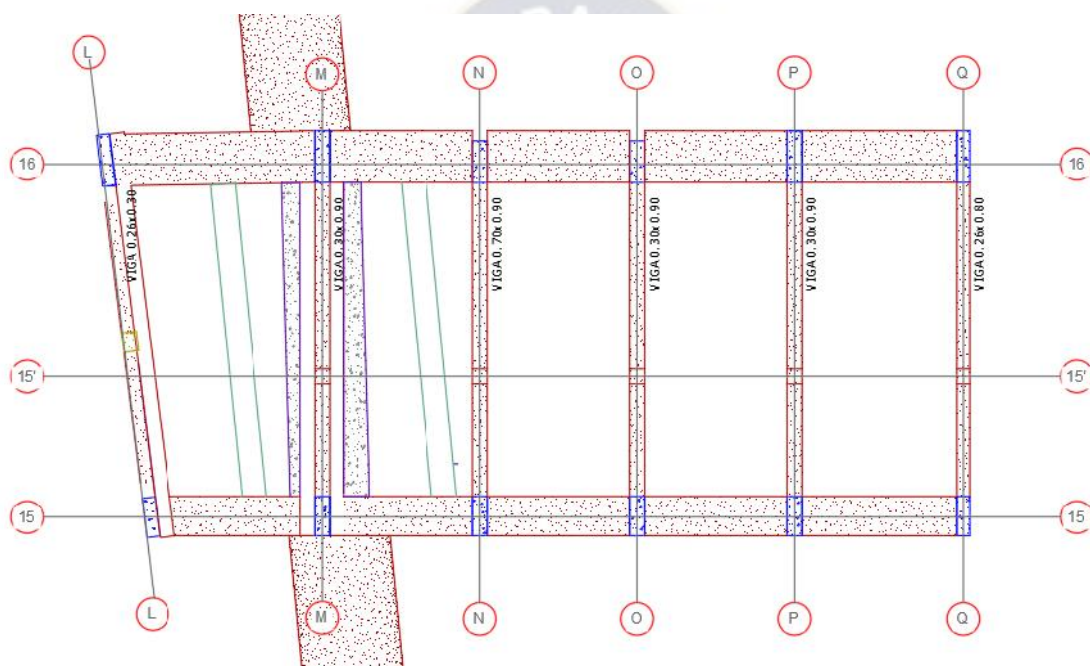
*FUENTE: PROPIA*



Las consideraciones para los elementos del modelo matemático son los siguientes:

## 5.1 FUNDACIONES

Se ha verificado que la fundación del edificio Aloisio, en función a inspecciones y mediciones in situ, de campo, que se conforma de las siguientes estructuras y sus dimensiones: (imagen 19)

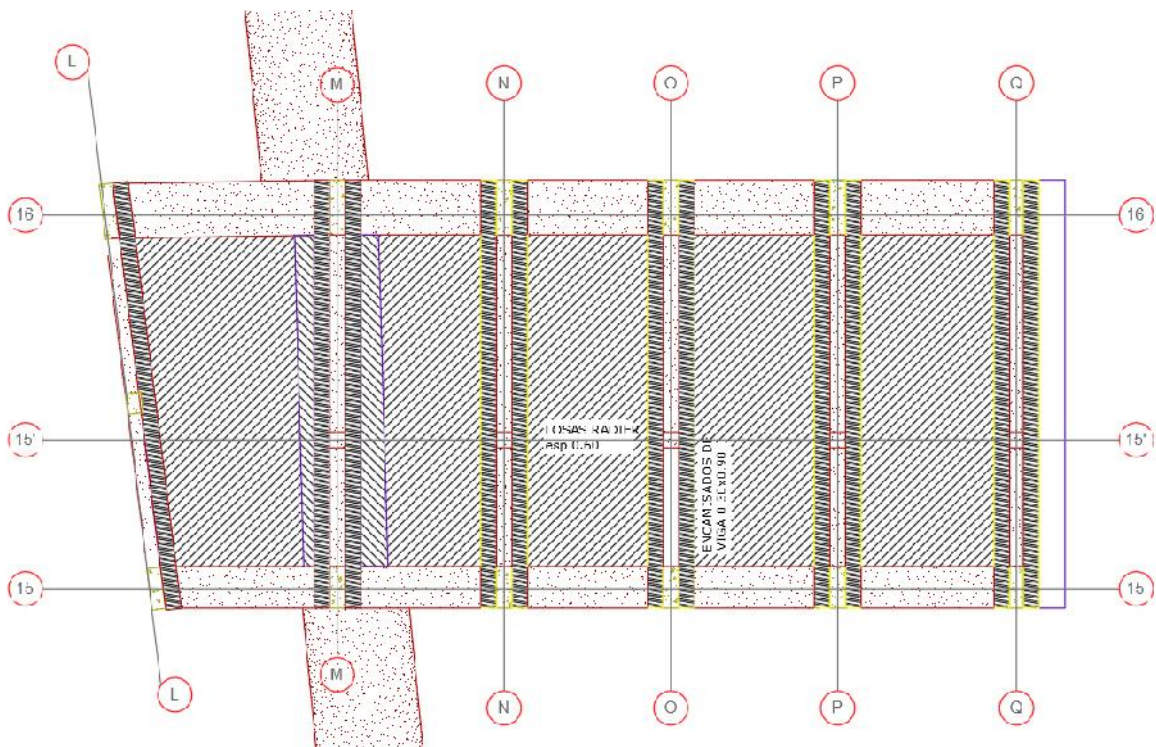


**Imagen 19: PLANTA FUNDACIONES ESTRUCTURA ACTUAL**

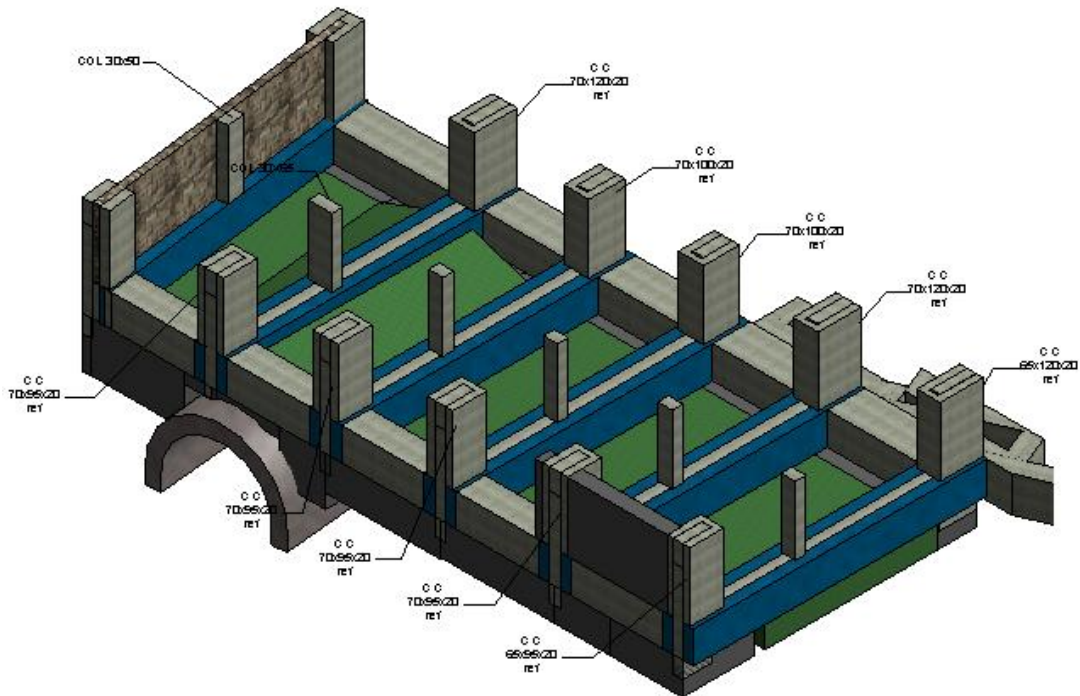
**FUENTE: PROPIA**

El nuevo sistema de fundación consiste en una losa radier de 60 cm de espesor y encamisados de refuerzo para las vigas existentes, lo cual rigidiza la fundación, como se muestra en la imagen 20 a continuación:





**Imagen 20: PLANTA NUEVO SISTEMA DE FUNDACION**  
**FUENTE: PROPIA**



**Imagen 21: MODELO 3D NUEVO SISTEMA DE FUNDACION REFORZADA**  
**FUENTE: PROPIA**

Por atrás de las columnas en la zona que da a la Av. Mariscal Santa cruz existe un muro de mampostería que es independiente del edificio en cuestión.

Para la modelación de los elementos de losa se ha utilizado la formulación de cascara gruesa.

En la imagen 22 se muestra la construcción del refuerzo de la cimentación donde se detalla principalmente la nueva losa radier y el encamisado de las vigas de equilibrio

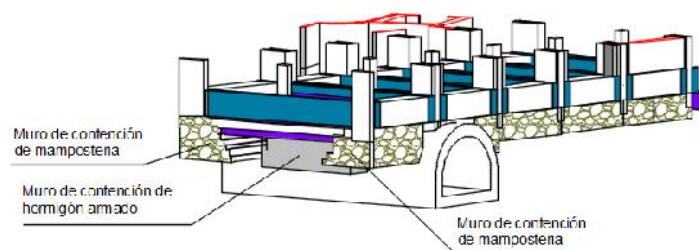


**Imagen 22: CONSTRUCCIÓN REFUERZO DE LA CIMENTACION**

**FUENTE: PROPIA**

## 5.2 MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención son muros de mampostería independientes de la estructura, consolidado más de 50 años atrás, desde su construcción, por este motivo no se hace un análisis específico de este elemento estructural, debido a que no presentan fisuras o anomalías



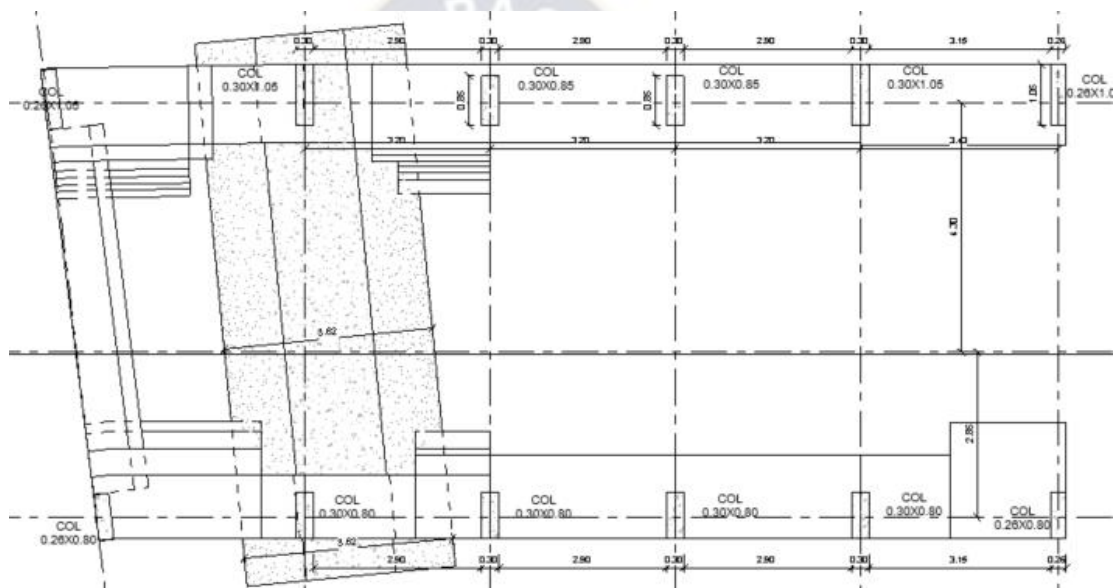
**Imagen 23: MUROS DE CONTENCIÓN EN FUNDACIONES**

**FUENTE: PROPIA**

El embovedado que cruza por el terreno de la edificación, se lo reforzó con muros de contención para garantizar su seguridad y ayudar a la estabilidad de la fundación.

### 5.3 COLUMNAS

Para modelar las columnas, se han tomado datos de campo, medidas de cada una de estas columnas, las mismas se han introducido a un modelo matemático (imagen 24), vale destacar que el análisis de estas columnas particulares se ha realizado un estudio específico para ver la compacidad del Hormigón y la correcta ejecución de las mismas, además de reportar Dimensiones reales y la posición de los aceros de refuerzo, tanto en número como en diámetro.



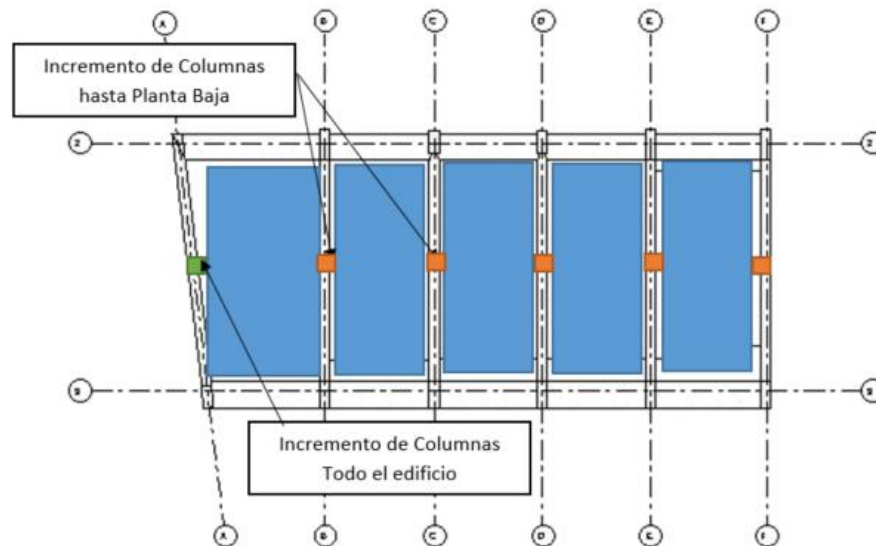
**Imagen 24: PLANTA RELEVAMIENTO DE COLUMNAS EXISTENTES**

**FUENTE: PROPIA**

La hipótesis para el refuerzo estructural de las columnas radica en que se asumen que las columnas existentes simplemente absorberán la carga muerta de la estructura antigua, es decir su peso propio, puesto que, en el análisis de la situación actual del edificio estas columnas son lo bastante resistentes para esta aseveración, sin embargo, para el incremento de niveles y las nuevas cargas vivas se plantea un refuerzo de las columnas existentes con encamisados de hormigón armado (imagen 26) que son capaces de resistir los esfuerzos producidos por las nuevas estructuras. También se incrementó un eje central de columnas que solo se desarrollan desde el nivel de fundación hasta la planta baja (imagen 25), excepto la

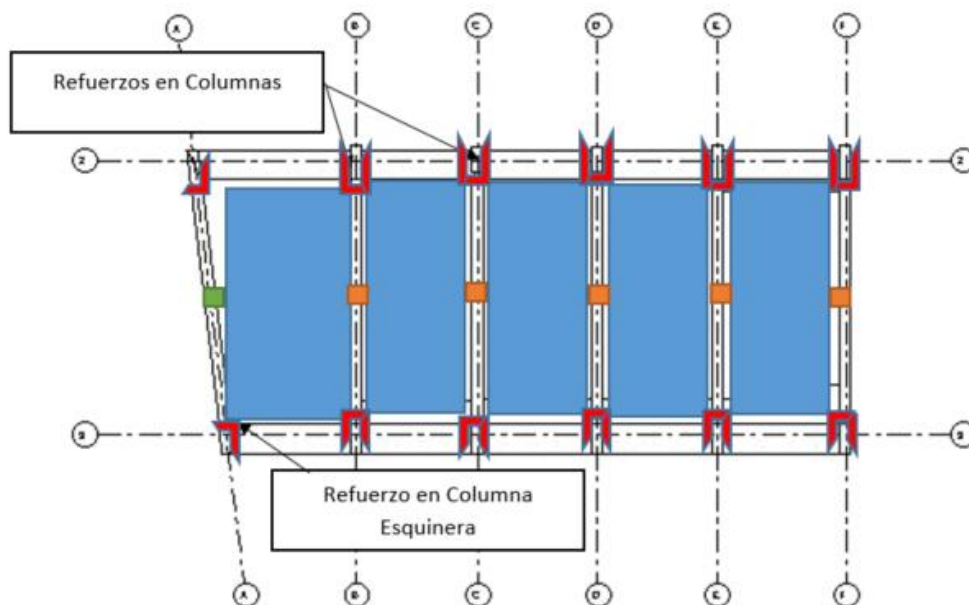
que queda en la parte lateral del edificio misma que se incrementó en todo el edificio

A partir del noveno piso los encamisados cambian de sección a columnas de 30x60 cm para los pisos de la construcción nueva.



**Imagen 25: NUEVO EJE DE COLUMNAS DESDE FUNDACION HASTA PLANTA BAJA**

FUENTE: PROPIA



**Imagen 26: REFUERZO EN COLUMNAS – ENCAMISADO DE COLUMNAS EXISTENTES**

FUENTE: PROPIA



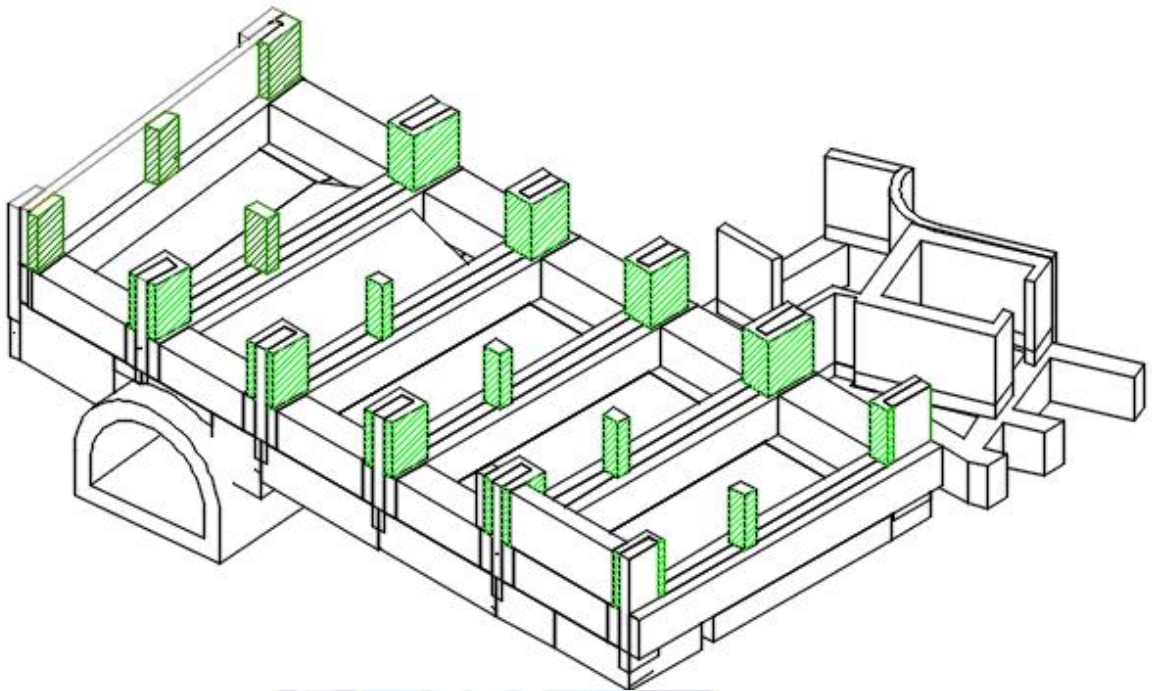


Imagen 27: MODELO 3D REFUERZOS DE COLUMNAS DEL EDIFICIO ALOISIO

FUENTE: PROPIA

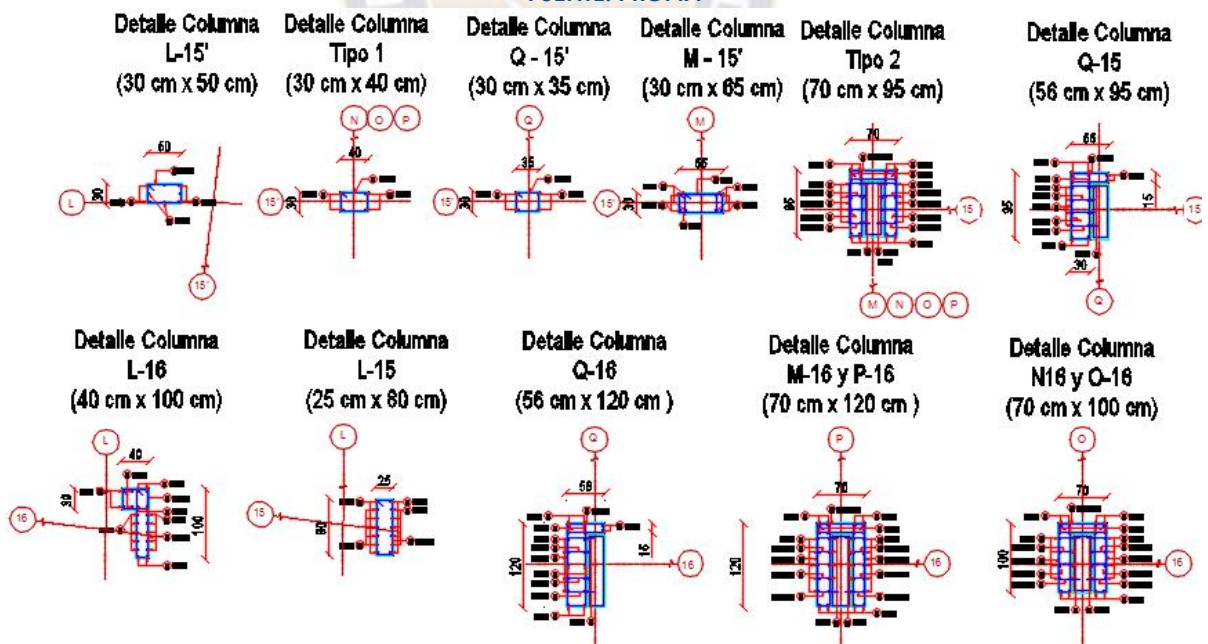


Imagen 28: DISEÑO DE SECCIONES DE LOS REFUERZOS DE COLUMNAS

FUENTE: PROPIA

### 5.4 LOSAS

El sistema de losas nuevas está concebido como losas llenas de 20 cm en su mayoría y losas alivianadas armadas en una dirección de 21 y 25 cm de espesor, estas variaciones de alturas responden simplemente a requerimientos de arquitectura, mas no son resultado de necesidad estructural.

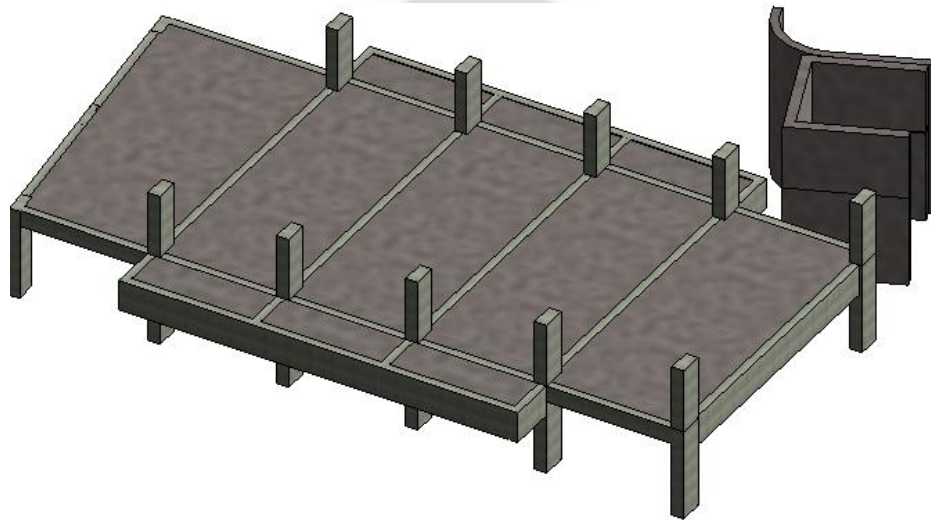


Imagen 29: LOSAS TIPO – PLATA EDIFICIO ALOISIO

FUENTE: PROPIA

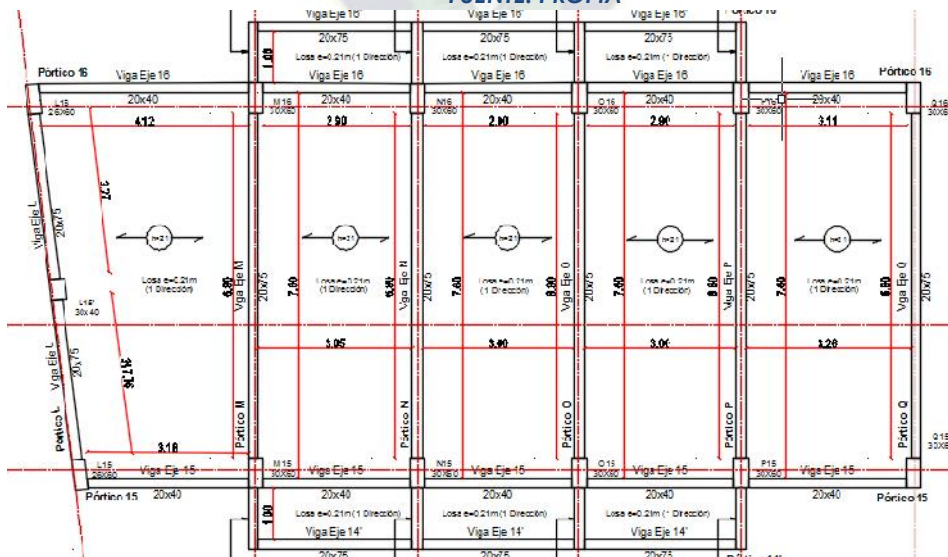


Imagen 30: DISEÑO LOSAS TIPO – PLATA EDIFICIO ALOISIO

FUENTE: PROPIA



## 5.5 VIGAS

Las vigas en el modelo matemático se han idealizado con elementos tipo FRAME, con 6 grados de libertad por nudo, internamente las funciones de interpolación que reporta el software son de segundo grado, lo que da una buena exactitud al análisis.

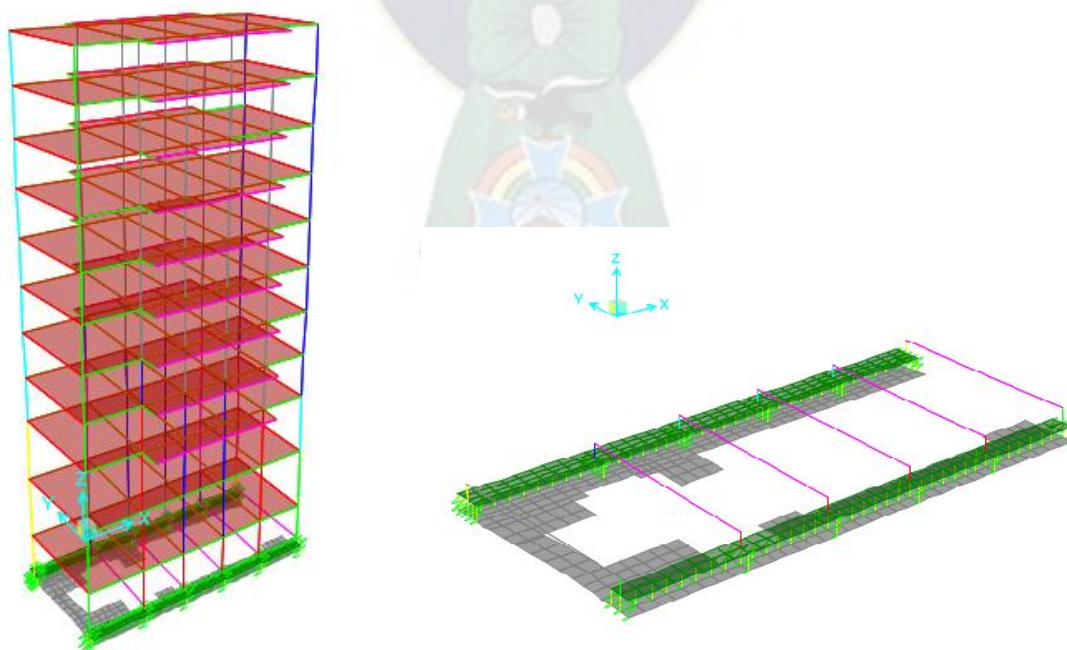
Con este modelo y el estudio particular se ha de definir puntualmente refuerzos según el modelo presentado.

## 6. VERIFICACION DE ESFUERZOS INTERNOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

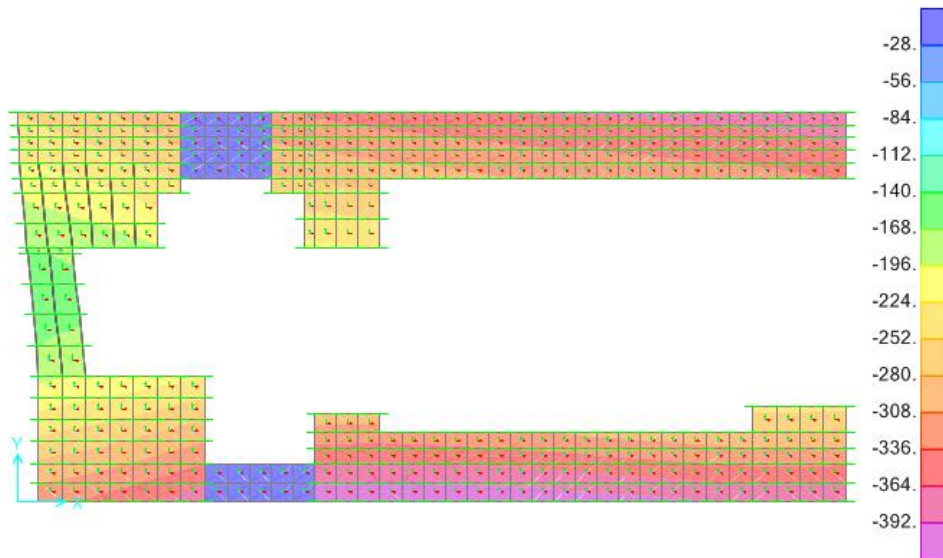
### 6.1 ANÁLISIS DE TENSIONES EN FUNDACIONES

Para el análisis de la tensión en las fundaciones, se realizó tres modelos para validar las tensiones máximas de la estructura y compararla con el estado inicial de tensiones o las tensiones de trabajo original del edificio Aloisio.

- a) Modelo Original del edificio (imagen 31): La estructura que ha trabajado durante 60 años de vida útil, la cual es el modelo de comparación de tensiones máximas en el suelo y adoptadas como tensiones de diseño



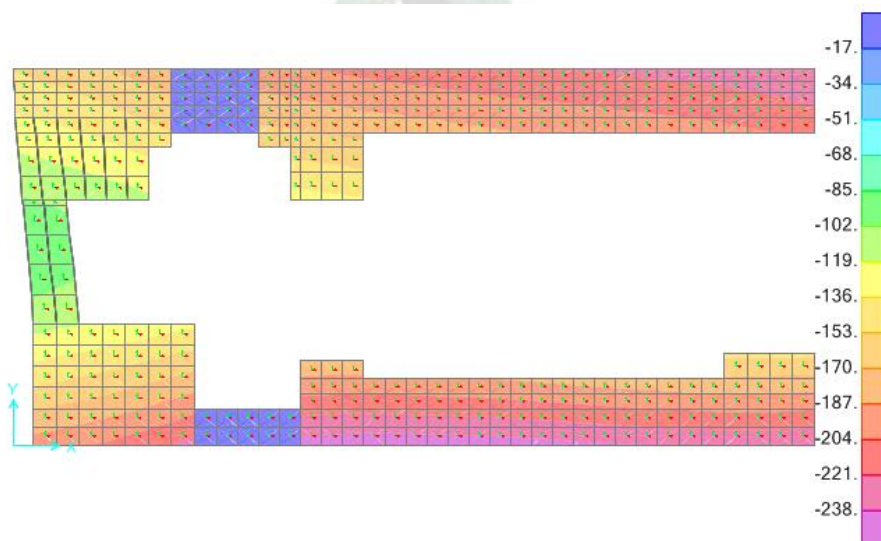
**Imagen 31: MODELO MATEMATICO EDIFICIO ACTUAL - MODELO MATEMATICO CIMENTACION EDIFICIO ACTUAL**



**Imagen 32: TENSIONES DE FUNDACIONES EN PROYECTO ORIGINAL POR DEAD+SCM+LIVE [KPA]**

Como se observa en la anterior imagen 32, la tensión máxima del suelo bordea los 392 kPa como tensión máxima, esta sería la tensión de comparación para los modelos de ajuste al proyecto.

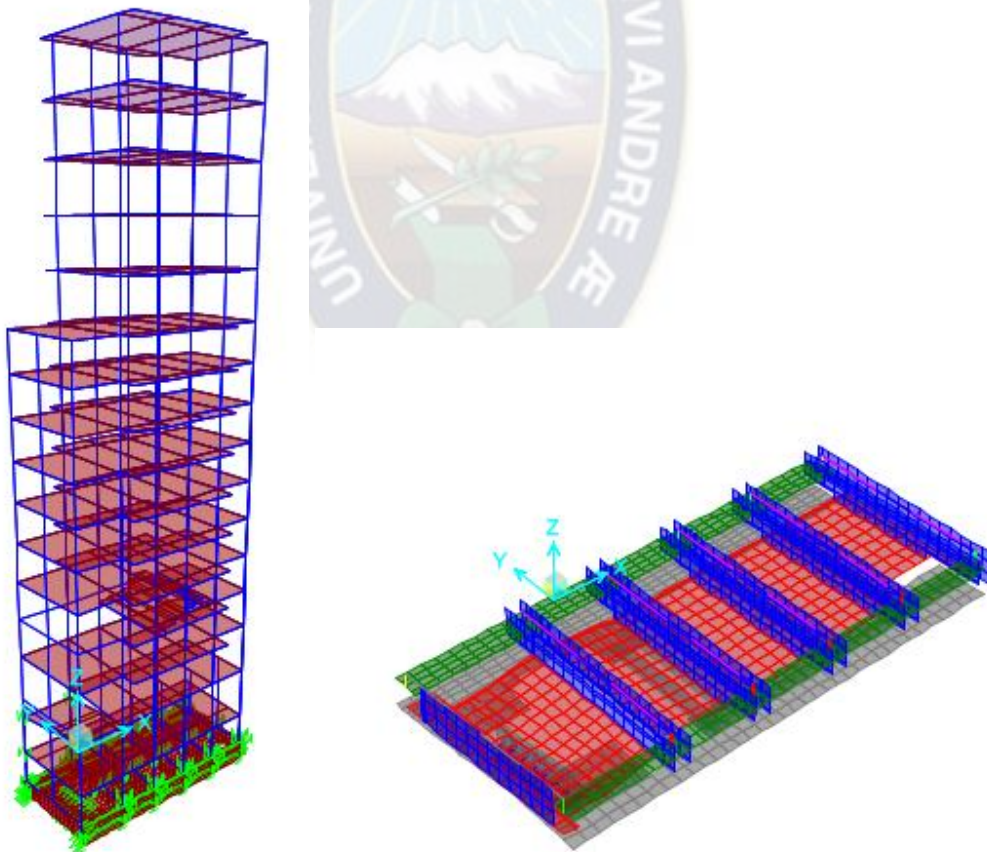
- b) Modelo de estructura Existente después de la demolición de losas  
 Imagen 33: resultado del modelo de la estructura actual, con carga del peso propio y considerando las demoliciones de las losas de techo.



**Imagen 33: TENSIONES DE FUNDACIONES EN ESTRUCTURA ANTIGUA CON DEOLICION DE LOSAS POR DEAD [KPA]**

En la anterior figura se muestra las tensiones del proyecto actual, es decir solo con el peso propio de la estructura, este se debe adicionar con el incremento de los 5 niveles, sobrecargas muertas y cargas vivas de todo el edificio, este análisis se lo muestra en el siguiente inciso.

- c) Modelo completo de la estructura, imagen 34, considerando todas las cargas tanto de estructura existente, como de estructura nueva con la nueva losa: En este modelo se descuenta el peso de la estructura existente y se hace una superposición de tensiones en algunos puntos de control.



**Imagen 34: MODELO MATEMATICO COMPLETO DEL REFUERZO E INCREMENTO DE NIVELES**



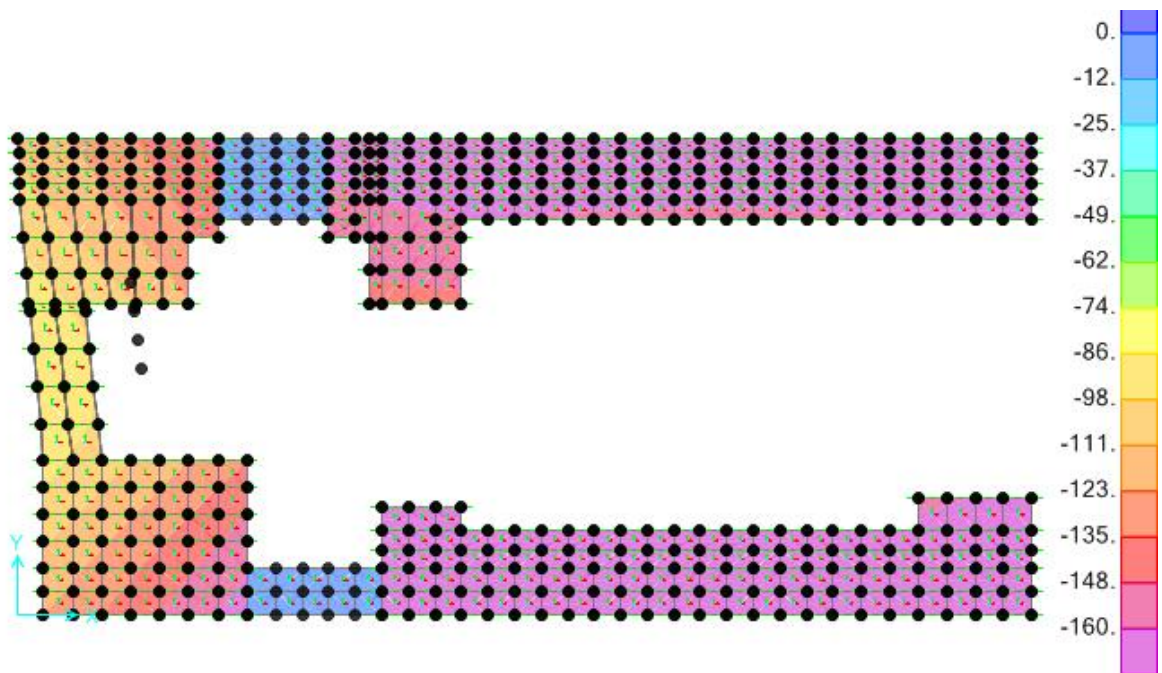


Imagen 35: TENSIONES EN FUNDACIONES CON INCREMENTO DE PISOS POR DEAD+SCM+LIVE [kPA]

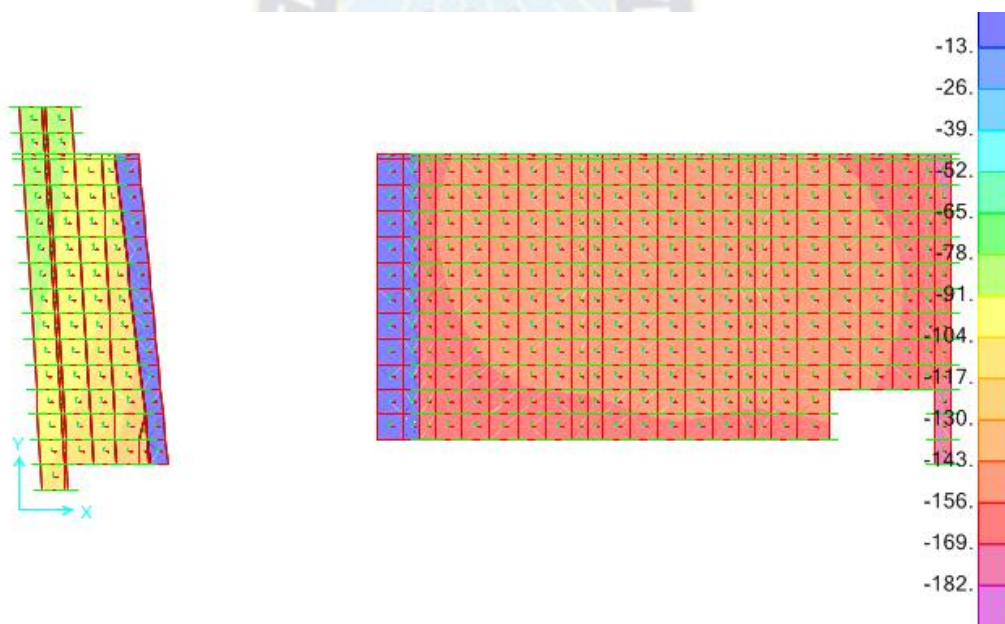


Imagen 36: TENSIONES EN FUNDACIONE ADICIONAL CON INCREMENTO DE PISOS POR DEAD+SCM+LIVE [kPA]

En las anteriores imágenes se muestra que las tensiones adicionales por el peso de la nueva estructura y cargas adicionales vivas y sobrecargas muertas llega alrededor de 160kPa.

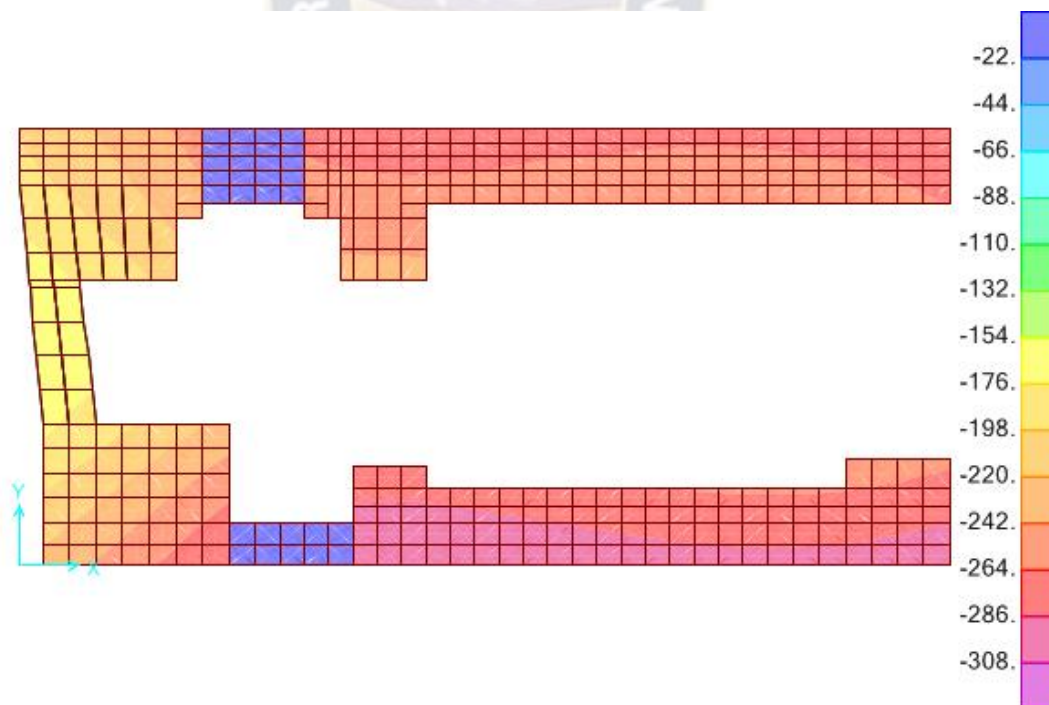
Como se ve la suma de las tensiones máximas de:

TENSION EN FUNDACIONES ESTR. ANTIGUA CON DEOLICION DE LOSAS.....160kpa  
 TENSIONES EN FUNDACIONES CON INCREMENTO DE PISOS.....238kpa

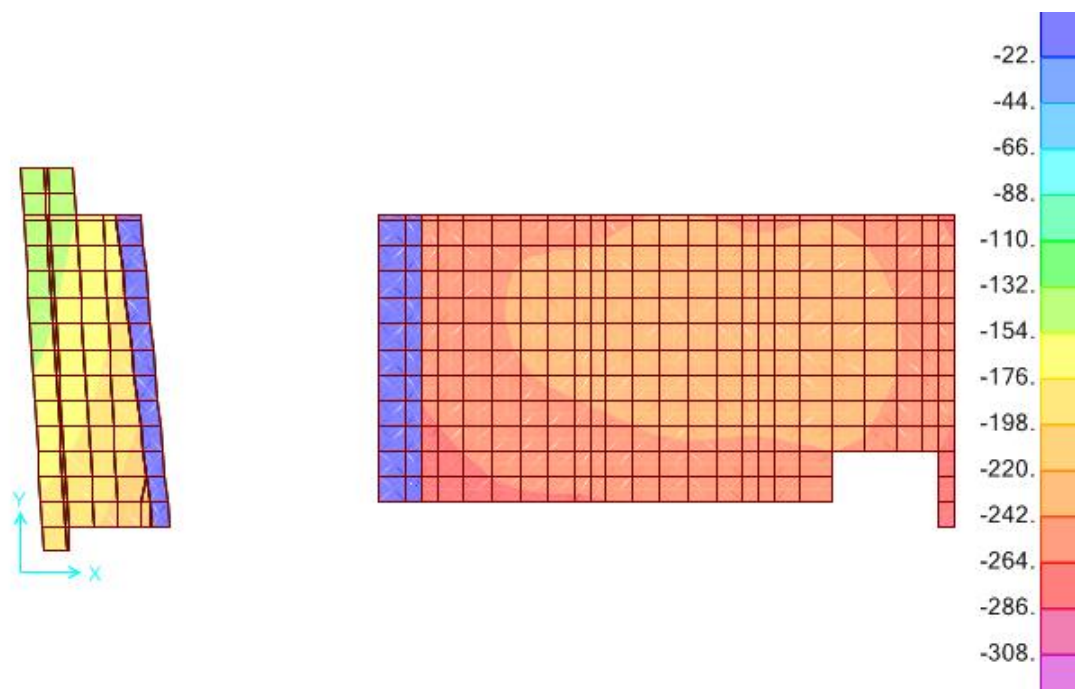
**SUPERPOSICION DE TENSIONES.....398kpa**

Se determina que la tensión resultante está dentro del mismo orden de magnitud de la tensión a la que estuvo trabajando en su vida útil la estructura existente

Por otra parte, se hizo un cuarto modelo estructural, en el que se considera toda la estructura en su conjunto, considerando que esta va tener compatibilidad de deformaciones, una vez deformada la estructura, esta alcanzara otro estado tensional, como se muestra en la siguiente figura



**Imagen 37: TENSIONES DE FUNDACIÓN ADICIONAL EN PROYECTO INCREMENTO DE PISO POR DEAD+SCM+LIVE [kPa] UNA VEZ COMPATIBILIZADO LAS DEFORMACIONES.**

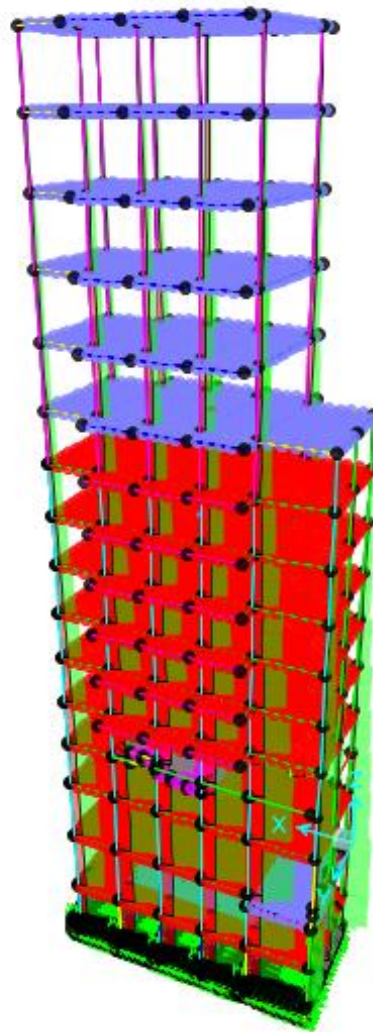


**Imagen 38: TENSIONES DE FUNDACIÓN ADICIONAL EN PROYECTO INCREMENTO DE PISO POR DEAD+SCM+LIVE [kPa] UNA VEZ COMPATIBILIZADO LAS DEFORMACIONES.**

Del análisis anterior, imágenes 37 y 38, nos muestra que las tensiones que alcanzará la estructura completa, cuando estas hayan compatibilizado, serán menores a las tensiones del estado inicial del edificio sin el incremento de niveles, esto a que se mejoró el sistema de fundación el cual permite una mejor distribución de los esfuerzos resultantes

A continuación, se muestra de manera referencial y orden de magnitud, como se desarrollan los esfuerzos internos en el edificio con los cambios según arquitectura, el detalle de las solicitaciones y envolventes se encuentra en los anexos digitales, por el volumen de la información generada.





*Imagen 39: DISTRIBUCION DE ESFUERZOS INTERNOS, CARGA AXIAL EN LAS COLUMNAS*

**FUENTE: FUENTE PROPIA**



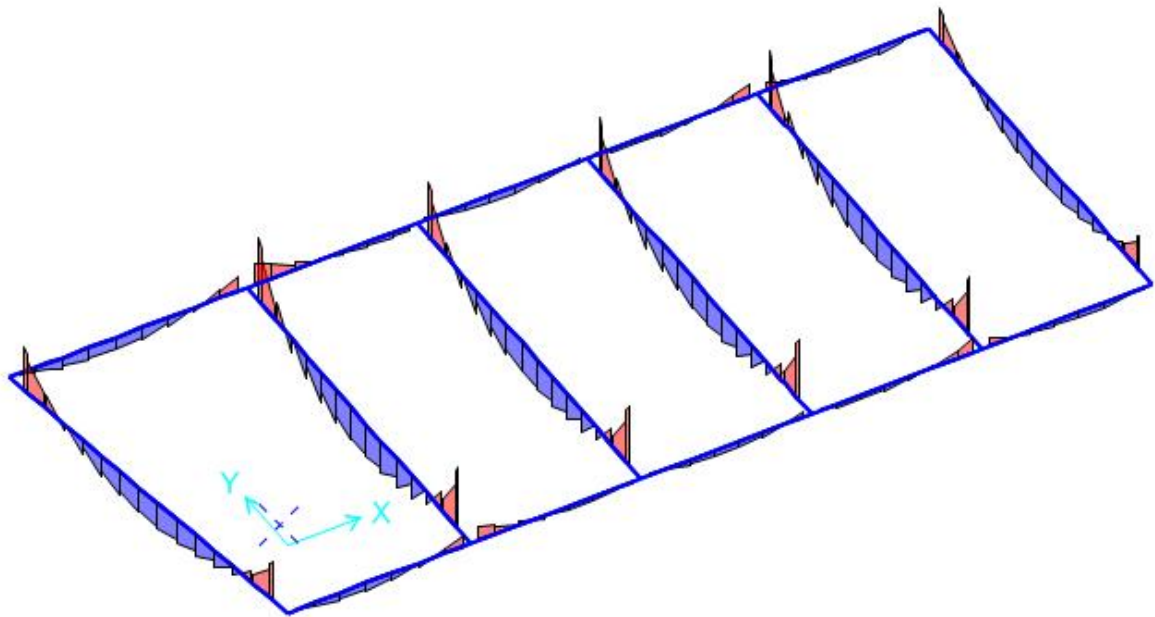


Imagen 40: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DE MOMENTO FLECTOR PLANTA SOTANO 1

FUENTE: FUENTE PROPIA

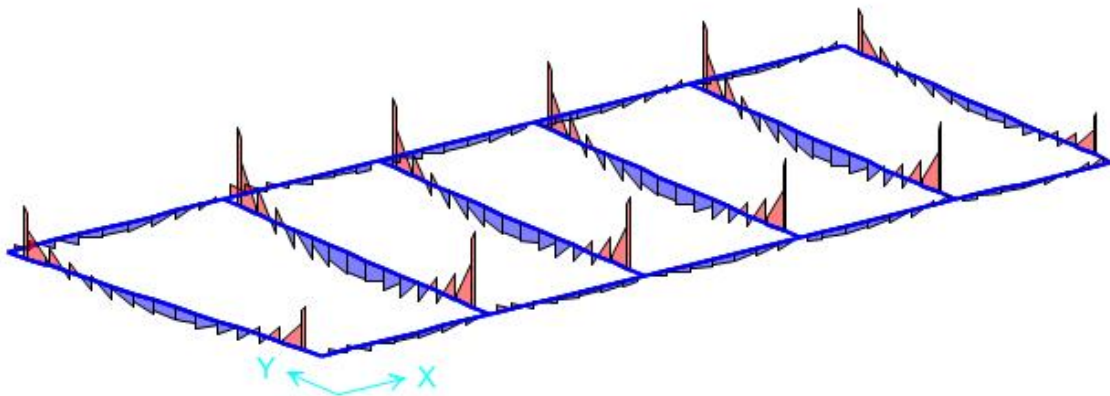
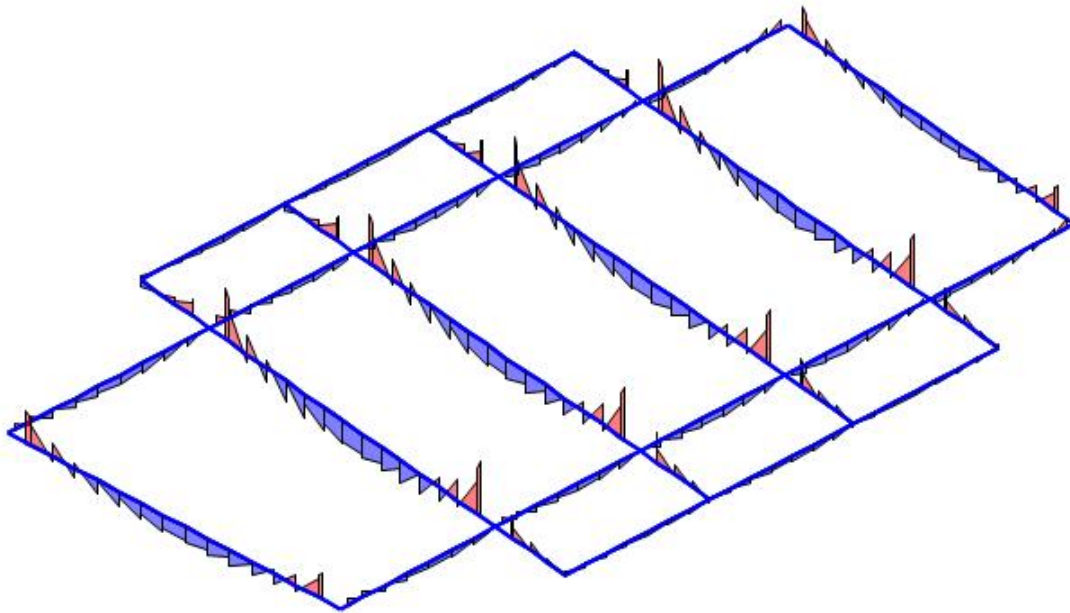


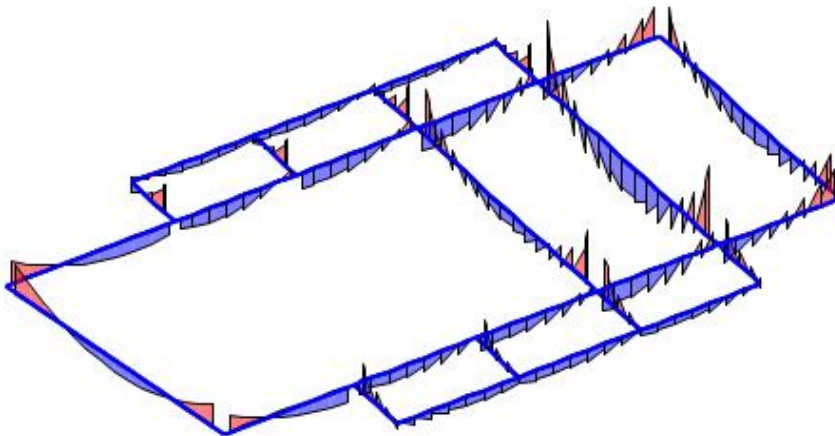
Imagen 41: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DE MOMENTO FLECTOR PLANTA BAJA

FUENTE: FUENTE PROPIA



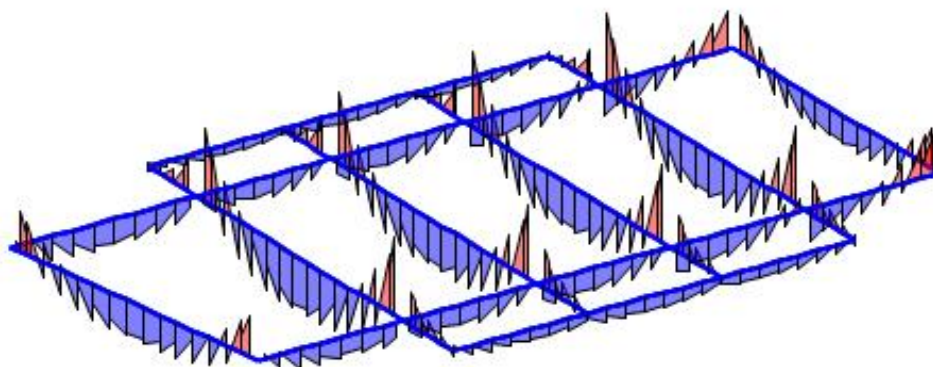
*Imagen 42: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DE MOMENTO FLECTOR PRIMER PISO*

*FUENTE: FUENTE PROPIA*



*Imagen 43: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DE MOMENTO FLECTOR SEGUNDO PISO*

*FUENTE: FUENTE PROPIA*



*Imagen 44: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DE MOMENTO FLECTOR PLANTA TIPO*

*FUENTE: FUENTE PROPIA*

## 7. SOFTWARE EMPLEADO

Para el modelaje y diseño de la estructura, se han empleado diferentes programas los que se menciona a continuación

**ETABS 2013** VERSION ETBAS PLUS 2013 – STAND ALONE; Licencia CUSTOMER ID 17833 CSI CARIBE programa de diseño principal

**AUTOCAD 2014:** AutoCAD es el editor principal de planos para la presentación de los mismos

**SAP 2000 v17.0:** Es el programa donde se realiza el modelo matemático del mismo y las verificaciones estructurales.

**MathCad 14.0:** Programa genérico de programación de ingeniería para verificación de elementos particulares.

## 8. CONCLUSIONES

Del estudio realizado se llega a las siguientes conclusiones:

- Se pudo realizar el relevamiento total la estructura existente del edificio Aloisio, con lo cual fue posible tener el modelo matemático para de este modo llegar a obtener los datos de esfuerzos y tensiones máximas con las que trabajo durante su vida útil y también a las que se podrían llegar al realizar el incremento de niveles

- Verificadas las tensiones a la cual estaba sometida la estructura y la que ésta transmite al suelo de fundación, que está en el orden de los 400 kPa aproximadamente, se recalculó la nueva estructura con las nuevas condicionantes y requerimientos arquitectónicos, y con los criterios adoptados más las disminuciones de algunas cargas se logra tener un edificio que trabaja en el mismo orden de magnitud del que se tenía originalmente sin sobrepasar estas tensiones.
- El modelo y trabajo realizado se lo compartió con la empresa y profesional que la contratista tiene para que valide según su especialidad el trabajo desarrollado, específicamente respecto al suelo de fundación, para que este último realice las verificaciones que corresponden.
- El refuerzo de columnas tomo en cuenta que estos incrementos de sección son los que soportarían toda la transmisión de carga, teniendo de ésta manera un factor de seguridad razonable para el comportamiento de la estructura global, dado que la estructura antigua trabajará transmitiendo solo el peso propio de la misma, respondiendo al criterio mencionado de que las nuevas estructuras y sobrecargas se las transmitirá por las secciones de refuerzos calculados.
- Realizado el análisis estructural para el incremento de niveles del edificio Aloisio, considerando que los requerimientos arquitectónicos son compatibles con el funcionamiento estructural y que los elementos de refuerzo se adecúan a la necesidad, es posible tener el requerido incremento de niveles siempre que se cumplan los criterios y consideraciones descritas en el estudio realizado.
- Finalmente se recomienda que el proceso constructivo sea de abajo hacia arriba, es decir, que primero se construya la fundación, Sótano 1, sótano 2, etc. de manera secuencial y no así de manera paralela.







En el piso 2, en la base de las columnas, se tiene una resistencia mecánica alrededor de los 20 MPa, en la parte superior disminuye hasta 18 MPa, y en el centro de la viga disminuye aún más, hasta 17-18 MPa.

En el sótano 1, en la base de las columnas, se tiene una resistencia mecánica mayor que en los pisos superiores, alrededor de los 22 MPa, en la parte superior disminuye hasta 20 MPa, y en el centro de la viga disminuye hasta 19-20 MPa.

En el sótano 2, en la base de las columnas, se tiene una resistencia mecánica mayor que en los pisos superiores, alrededor de los 22-23 MPa, en la parte superior disminuye hasta 20-21 MPa, y en el centro de la viga disminuye hasta 16-17 en los pórtico 2 y 4, y en el pórtico 3 llega a los 18 MPa.

En cuanto a la resistencia mecánica los elementos, se destaca que, en forma sistemática, la resistencia de las vigas es menor que de las columnas. En las vigas se tiene un promedio de 17 – 18 MPa, y en las columnas es de 21 – 22 MPa. En cuanto a la compactación del hormigón, en las columnas oscila entre 97 – 98% pero en las vigas 93 y 95%.

UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS  
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES FÍSICAS  
LABORATORIO DE MATERIA CONDENSADA

OBRA: EDIFICIO ALOISIO  
ELEMENTO: PORTICOS  
PLANTA: SOTANO 2  
FECHA: 6 – Abril /2015

| PORTICOS - ALOISIO |                |                    |
|--------------------|----------------|--------------------|
| SOTANO 2           |                |                    |
| NRO PORTICO        | CARA DE ENSAYO | RESISTENCIA (Mpa.) |
| P2                 | 1              | 22,4               |
|                    | 2              | 20,5               |
|                    | 3              | 22,2               |
|                    | 4              | 17,2               |
|                    | 5              | 13,5               |
|                    | 6              | 16,5               |
|                    | 7              | 18,0               |
|                    | 8              | 19,3               |
|                    | 9              | 24,6               |
|                    | 10             | 21,1               |
|                    | 11             | 24,1               |
| PORTICOS - ALOISIO |                |                    |
| SOTANO 2           |                |                    |
| NRO PORTICO        | CARA DE ENSAYO | RESISTENCIA (Mpa.) |
| P3                 | 1              | 22,8               |
|                    | 2              | 18,9               |
|                    | 3              | 23,0               |
|                    | 4              | 17,5               |
|                    | 5              | 18,3               |
|                    | 6              | 18,9               |
|                    | 7              | 20,0               |
|                    | 8              | 20,0               |
|                    | 9              | 21,1               |
|                    | 10             | 22,1               |
|                    | 11             | 25,0               |
| PORTICOS - ALOISIO |                |                    |
| SOTANO 2           |                |                    |
| NRO PORTICO        | CARA DE ENSAYO | RESISTENCIA (Mpa.) |
| P4                 | 1              | 23,3               |
|                    | 2              | 16,6               |
|                    | 3              | 17,5               |
|                    | 4              | 17,3               |
|                    | 5              | 23,6               |
|                    | 6              | 14,6               |
|                    | 7              | 17,2               |
|                    | 8              | 17,9               |
|                    | 9              | 20,1               |
|                    | 10             | 23,0               |

|  |    |      |
|--|----|------|
|  | 11 | 22,8 |
|--|----|------|

OBRA: EDIFICIO ALOISIO  
ELEMENTO: PORTICOS  
PLANTA: SOTANO 1  
FECHA: 6 – Abril /2015

| PORTICOS - ALOISIO |                |                    |
|--------------------|----------------|--------------------|
| SOTANO 1           |                |                    |
| NRO PORTICO        | CARA DE ENSAYO | RESISTENCIA (Mpa.) |
| P3                 | 1              | 24,4               |
|                    | 2              | 24,1               |
|                    | 3              | 23,4               |
|                    | 4              | 20,9               |
|                    | 5              | 19,0               |
|                    | 6              | 20,2               |
|                    | 7              | 16,6               |
|                    | 8              | 17,7               |
|                    | 9              | 20,6               |
|                    | 10             | 20,7               |
|                    | 11             | 23,6               |
| PORTICOS - ALOISIO |                |                    |
| SOTANO 1           |                |                    |
| NRO PORTICO        | CARA DE ENSAYO | RESISTENCIA (Mpa.) |
| P4                 | 1              | 20,8               |
|                    | 2              | 17,8               |
|                    | 3              | 20,1               |
|                    | 4              | 20,2               |
|                    | 5              | 17,8               |
|                    | 6              | 19,9               |
|                    | 7              | 18,3               |
|                    | 8              | 18,2               |
|                    | 9              | 21,3               |
|                    | 10             | 21,8               |
|                    | 11             | 22,6               |
| PORTICOS - ALOISIO |                |                    |
| SOTANO 1           |                |                    |
| NRO PORTICO        | CARA DE ENSAYO | RESISTENCIA (Mpa.) |
| P5                 | 1              | 23,2               |
|                    | 2              | 21,1               |
|                    | 3              | 20,8               |
|                    | 4              | 19,2               |
|                    | 5              | 18,2               |
|                    | 6              | 22,3               |
|                    | 7              | 22,5               |
|                    | 8              | 21,8               |
|                    | 9              | 21,0               |
|                    | 10             | 19,2               |
|                    | 11             | 23,4               |

OBRA: EDIFICIO ALOISIO  
 ELEMENTO: PORTICOS  
 PLANTA: PLANTA BAJA  
 FECHA: 6 – Abril /2015

| PORTICOS - ALOISIO |                |                    |
|--------------------|----------------|--------------------|
| PLANTA BAJA        |                |                    |
| NRO PORTICO        | CARA DE ENSAYO | RESISTENCIA (Mpa.) |
| P2                 | 1              | 20,3               |
|                    | 2              | 20,4               |
| PORTICOS - ALOISIO |                |                    |
| PLANTA BAJA        |                |                    |
| NRO PORTICO        | CARA DE ENSAYO | RESISTENCIA (Mpa.) |
| P3                 | 1              | 19,1               |
|                    | 2              | 21,0               |
| PORTICOS - ALOISIO |                |                    |
| PLANTA BAJA        |                |                    |
| NRO PORTICO        | CARA DE ENSAYO | RESISTENCIA (Mpa.) |
| P4                 | 1              | 22,6               |
|                    | 2              | 22,6               |

OBRA: EDIFICIO ALOISIO  
 ELEMENTO: PORTICOS  
 PLANTA: PISO 1  
 FECHA: 6 – Abril /2015

| PORTICOS - ALOISIO |                |                    |
|--------------------|----------------|--------------------|
| PISO 1             |                |                    |
| NRO PORTICO        | CARA DE ENSAYO | RESISTENCIA (Mpa.) |
| P3                 | 1              | 22,6               |
|                    | 2              | 18,9               |
|                    | 3              | 17,5               |
|                    | 4              | 17,4               |
|                    | 5              | 17,0               |
|                    | 6              | 16,2               |
|                    | 7              | 19,7               |
|                    | 8              | 13,7               |
|                    | 9              | 12,0               |
|                    | 10             | 15,3               |
|                    | 11             | 19,8               |
| PORTICOS - ALOISIO |                |                    |
| PISO 1             |                |                    |
| NRO PORTICO        | CARA DE ENSAYO | RESISTENCIA (Mpa.) |
|                    | 1              | 23,2               |
|                    | 2              | 21,2               |
|                    | 3              | 17,9               |
|                    | 4              | 20,9               |

|                           |                       |                           |
|---------------------------|-----------------------|---------------------------|
| P5                        | 5                     | 16,8                      |
|                           | 6                     | 17,5                      |
|                           | 7                     | 14,9                      |
|                           | 8                     | 16,3                      |
|                           | 9                     | 17,8                      |
|                           | 10                    | 18,4                      |
|                           | 11                    | 22,2                      |
| <b>PORTICOS - ALOISIO</b> |                       |                           |
| <b>PISO 1</b>             |                       |                           |
| <b>NRO PORTICO</b>        | <b>CARA DE ENSAYO</b> | <b>RESISTENCIA (Mpa.)</b> |
| P6                        | 1                     | 20,9                      |
|                           | 2                     | 15,2                      |
|                           | 3                     | 16,4                      |
|                           | 4                     | 15,2                      |
|                           | 5                     | 16,0                      |
|                           | 6                     | 17,7                      |
|                           | 7                     | 13,8                      |
|                           | 8                     | 17,2                      |
|                           | 9                     | 23,4                      |
|                           | 10                    | 22,0                      |
|                           | 11                    | 19,5                      |

OBRA: EDIFICIO ALOISIO  
ELEMENTO: PORTICOS  
PLANTA: PISO 2  
FECHA: 6 – Abril /2015

|                           |                       |                           |
|---------------------------|-----------------------|---------------------------|
| <b>PORTICOS - ALOISIO</b> |                       |                           |
| <b>PISO 2</b>             |                       |                           |
| <b>NRO PORTICO</b>        | <b>CARA DE ENSAYO</b> | <b>RESISTENCIA (Mpa.)</b> |
| P1                        | 1                     | 20,3                      |
|                           | 2                     | 17,8                      |
|                           | 3                     | 20,5                      |
|                           | 4                     | 21,2                      |
|                           | 5                     | 15,4                      |
|                           | 6                     | 19,4                      |
|                           | 7                     | 18,7                      |
|                           | 8                     | 18,5                      |
|                           | 9                     | 17,5                      |
|                           | 10                    | 23,6                      |
|                           | 11                    | 17,9                      |
| <b>PORTICOS - ALOISIO</b> |                       |                           |
| <b>PISO 2</b>             |                       |                           |
| <b>NRO PORTICO</b>        | <b>CARA DE ENSAYO</b> | <b>RESISTENCIA (Mpa.)</b> |
|                           | 1                     | 21,2                      |
|                           | 2                     | 20,1                      |
|                           | 3                     | 14,3                      |
|                           | 4                     | 17,3                      |
|                           | 5                     | 17,9                      |

|                    |                |                    |
|--------------------|----------------|--------------------|
| P2                 | 6              | 15,9               |
|                    | 7              | 16,7               |
|                    | 8              | 16,2               |
|                    | 9              | 17,9               |
|                    | 10             | 21,1               |
|                    | 11             | 22,2               |
| PORTICOS - ALOISIO |                |                    |
| PISO 2             |                |                    |
| NRO PORTICO        | CARA DE ENSAYO | RESISTENCIA (Mpa.) |
| P4                 | 1              | 19,1               |
|                    | 2              | 20,2               |
|                    | 3              | 14,4               |
|                    | 4              | 15,7               |
|                    | 5              | 15,7               |
|                    | 6              | 14,3               |
|                    | 7              | 17,0               |
|                    | 8              | 13,8               |
|                    | 9              | 17,1               |
|                    | 10             | 19,4               |
|                    | 11             | 21,1               |



## ANEXO 2

### EXTRACTO DEL INFORME DE GEOTECNIA

#### 8.4 DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO ADMISIBLE

##### 8.4.1 MÉTODO DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Sobre la base de los resultados de caracterización obtenidos y los ensayos de penetración normal con el cono (número de golpes necesarios para el hincado) se puede determinar mediante tablas y relaciones empíricas los valores de la capacidad de rotura o falla del suelo y la admisible, el cual se determina al relacionarse con el factor de seguridad que depende del tipo y magnitud de cargas a ser transmitidas al subsuelo.

Para realizar los ensayos de penetración dinámica se utilizó una sonda liviana (DIN 4094) con ligeras modificaciones realizadas por el consultor sobre la base del análisis de los resultados obtenidos en varios años de trabajo y a la experiencia adquirida en trabajos análogos realizados. Los resultados de los ensayos de penetración dinámica se calibraron por métodos energéticos en los que se introdujeron los factores de corrección que cubren la influencia de diferentes fuentes de error en la interpretación de los resultados. Entre dichas fuentes se pueden citar, entre otras, las siguientes:

- tipo de martinete (control de la altura de caída, tipo de masa, etc.)
- longitud y diámetro del varillaje utilizado
- sistema de fatigas de confinamiento del suelo en el punto de ensaye (influencia de la

- profundidad del punto de ensaye)
- confinamiento del punto de ensaye (influencia del diámetro de un encamisado o de las dimensiones de la calicata)
- presencia de un nivel freático combinada con el tipo de suelo en el cual se ejecuta el ensaye de penetración (si éste fuera el caso).

Tomando en cuenta los anteriores factores de corrección, se ha utilizado las recomendaciones de Bowles (1988) para obtener el valor de N corregido:

**TABLA 14: CORRECCIÓN DEL NÚMERO DE GOLPES [SPT]**

Bowles (1988)

$$N'_{70} = C_N N \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4$$

| NUMERO DE GOLPES [N] DE CAMPO   | N           | 25        |
|---|-------------|-----------|
| <b>CORRECCIÓN SEGÚN TIPO DE MARTILLO</b>                                      |             |           |
| Erb: Porcentaje de energía transferida estandarizado                          | $\eta_1$    | 1,14      |
| Er: Relación de energía   |             |           |
| <b>CORRECCIÓN POR LONGITUD DE BARRA</b>                                       |             |           |
| Longitud (m)  | $\eta_2$    | 1,00      |
| <b>CORRECCIÓN POR TIPO DE MUESTREADOR</b>                                     |             |           |
| Sin recubrimiento   | $\eta_3$    | 1,00      |
| <b>CORRECCIÓN POR DIAMETRO DE LA MUESTRA O SONDEO</b>                         |             |           |
| Diámetro del sondeo (mm)  | $\eta_4$    | 1,05      |
| <b>Factor de corrección por presión de sobrecarga efectiva (Liao Whitman)</b> |             |           |
| po': Presión de sobrecarga de referencia (kPa)                                | CN          | 0,70      |
| po: Presión de sobrecarga efectiva (kPa)                                      |             |           |
| <b>Valores de N ajustados a un porcentaje de energía estandarizado</b>        | <b>N'70</b> | <b>21</b> |
|   | <b>N'60</b> | <b>24</b> |
|   | <b>N'55</b> | <b>27</b> |

Los resultados obtenidos del esfuerzo admisible, para dos sondajes realizados, se describen a continuación en las Tablas 15 y 16.

**TABLA 15: ESFUERZO ADMISIBLE DE LOS SUELOS  
MÉTODO DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)  
SONDAJE 1**

| Sondaje | Número de Muestra | Prof. (m) | ASTM D 2487 |                                      | Penetración (cm) | Número de Golpes SPT | Esfuerzo Admisible kPa | Modulo de Reacción [k] kPa/m |
|---------|-------------------|-----------|-------------|--------------------------------------|------------------|----------------------|------------------------|------------------------------|
|         |                   |           | SUCS        | Descripción                          |                  |                      |                        |                              |
| P-1     | M-1               | 3,00      | GP-GC       | Grava pobremente gradada con arcilla | -                | 25-R                 | 260                    | 52000                        |
|         | M-1-a             | 6,00      | GP-GC       | Grava pobremente gradada con arcilla | -                | 30-R                 | 360                    | 72000                        |
|         | M-2               | 9,00      | GC          | Grava arcillosa con arena            | Rechazo          | 25-R                 | >500                   | 80000                        |
|         | M-3               | 15,00     | CL          | Arcilla magra arenosa                | 20               | 30-R                 | 450                    | 80000                        |
|         | M-4               | 18,00     | CL          | Arcilla magra arenosa                | 25               | 30-R                 | >500                   | 80000                        |
|         | M-5               | 20,00     | CL          | Arcilla magra gravosa                | 15               | 70-R                 | >500                   | 80000                        |

**TABLA 16: ESFUERZO ADMISIBLE DE LOS SUELOS  
MÉTODO DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)  
SONDAJE 3**

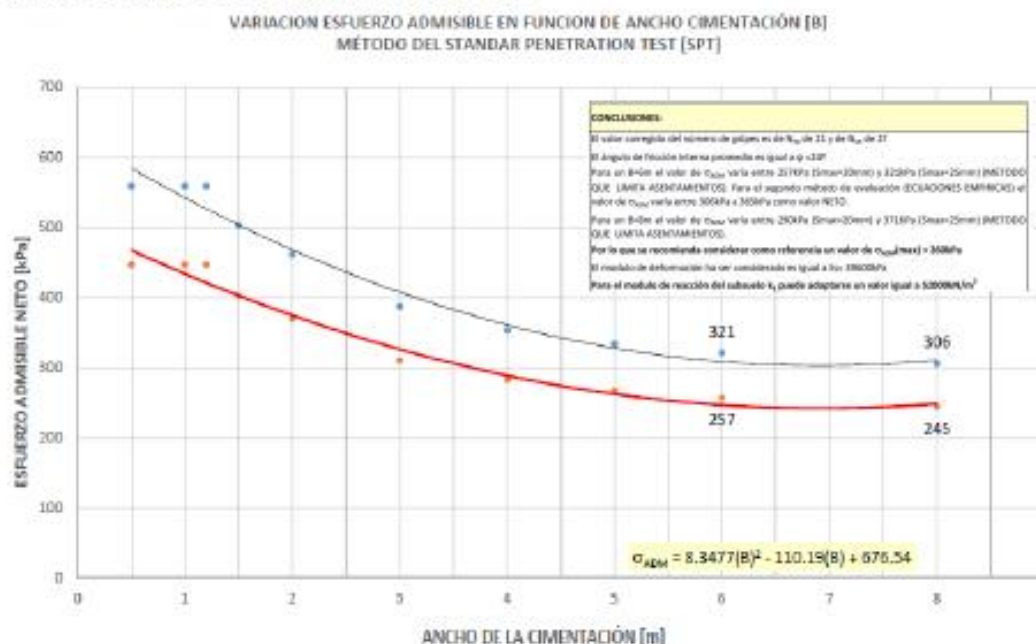
| Sondaje | Número de Muestra | Prof. (m) | ASTM D 2487 |                       | Penetración (cm) | Número de Golpes SPT | Esfuerzo Admisible kPa | Modulo de Reacción [k] kPa/m |
|---------|-------------------|-----------|-------------|-----------------------|------------------|----------------------|------------------------|------------------------------|
|         |                   |           | SUCS        | Descripción           |                  |                      |                        |                              |
| P-3     | M-1               | 9,00      | CL          | Arcilla magra arenosa | -                | 58-R                 | 300                    | 60000                        |
|         | M-2               | 12,00     | CL          | Arcilla magra arenosa | 12               | 75-R                 | 420                    | 80000                        |
|         | M-3               | 15,00     | CL          | Arcilla magra arenosa | 2                | 82-R                 | >500                   | 80000                        |
|         | M-4               | 18,00     | CL          | Arcilla magra arenosa | -                | 68-R                 | >800                   | >80000                       |

Estos valores resultan ser solo referenciales y como parámetros preliminares de diseño para las cimentaciones, ya que los mismos no consideran el tipo de cimentación ni la sección adoptada, la presencia de excentricidades de las cargas de las columnas, ni tampoco los parámetros de resistencia del suelo.

## 8.7 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

### [1] SONDAJE 1: [NIVEL -17,325]

Una primera verificación realizada ha sido hecha a una profundidad de -10m del nivel de boca de pozo [equivalente a una cota de -17,325], a un metro del nivel de cimentación actual. Los resultados obtenidos se resumen a continuación:



- En relación a los parámetros de deformabilidad recomendados para ser considerados para el cálculo de asentamientos, deberá considerarse un valor del Módulo de deformación de 39600kPa y una razón de Poisson de 0,3. Los valores de permeabilidad encontrados permiten establecer que son suelos de permeabilidad media a alta.
- Según los resultados obtenidos, y si se maneja como profundidad de análisis una cota de -10m DEL NIVEL ACTUAL [COTA -17,325] del sondaje de exploración realizado, el valor del esfuerzo admisible varía en promedio entre 257kPa a 321kPa.

FIGURA 1: MÉTODO NORMA DIN 4016

| Suelo | Prof. [m] | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\phi$ [°] | c [kN/m <sup>2</sup> ] | $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ] | Descripción                          |
|-------|-----------|-------------------------------|--------------------------------|------------|------------------------|----------------------------|--------------------------------------|
| ■     | 4.50      | 18.0                          | 8.0                            | 19.0       | 0.0                    | 39.0                       | Gravas arcillosas mal gradadas GP-GC |
| ■     | 7.50      | 20.0                          | 10.0                           | 16.0       | 10.0                   | 75.0                       | Arcillas inorgánicas CL              |
| ■     | >7.50     | 20.0                          | 10.0                           | 16.0       | 10.0                   | 90.0                       | Arcillas inorgánicas CL              |

| B [m] | D [m] | $m_{u1}$ [kN/m <sup>2</sup> ] | S [cm] | $q_{ult}$ [T] | $q_{ult}$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $\gamma_1$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\sigma_0$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $k_v$ [MN/m <sup>3</sup> ] |
|-------|-------|-------------------------------|--------|---------------|--------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------|
| 1.00  | 1.00  | 204.2                         | 0.24   | 16.0          | 0.08                           | 8.00                            | 35.00                           | 58.8                       |
| 2.00  | 2.00  | 210.6                         | 0.45   | 19.0          | 0.08                           | 8.00                            | 30.00                           | 22.8                       |
| 3.00  | 3.00  | 240.7                         | 0.78   | 17.8          | 3.95                           | 8.25                            | 36.00                           | 24.1                       |
| 4.00  | 4.00  | 253.9                         | 0.91   | 17.4          | 5.45                           | 8.54                            | 38.00                           | 19.8                       |
| 5.00  | 5.00  | 262.4                         | 1.18   | 17.1          | 6.33                           | 8.76                            | 38.00                           | 16.8                       |
| 6.00  | 6.00  | 271.2                         | 1.29   | 16.9          | 6.92                           | 8.95                            | 38.00                           | 14.8                       |

**NIVEL -17,325**

| B [m] | S [cm] | $q_{u1}$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $\phi$ [cm] | $q_{ult}$ [T] | $q_{ult}$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $\gamma_1$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\sigma_0$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $k_v$ [MN/m <sup>3</sup> ] |
|-------|--------|-------------------------------|-------------|---------------|--------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------|
| 1.00  | 1.00   | 280.8                         | 0.36        | 16.0          | 18.00                          | 12.00                           | 36.00                           | 112.0                      |
| 2.00  | 2.00   | 266.5                         | 0.32        | 16.0          | 18.00                          | 12.00                           | 36.00                           | 58.4                       |
| 3.00  | 3.00   | 272.3                         | 0.48        | 16.0          | 18.00                          | 12.00                           | 36.00                           | 40.2                       |
| 4.00  | 4.00   | 278.8                         | 0.62        | 16.0          | 18.00                          | 12.00                           | 36.00                           | 31.5                       |
| 5.00  | 5.00   | 283.7                         | 0.77        | 16.0          | 18.00                          | 12.00                           | 36.00                           | 25.9                       |
| 6.00  | 6.00   | 307.5                         | 0.93        | 16.0          | 18.00                          | 12.00                           | 36.00                           | 22.0                       |

**NIVEL -19,325**



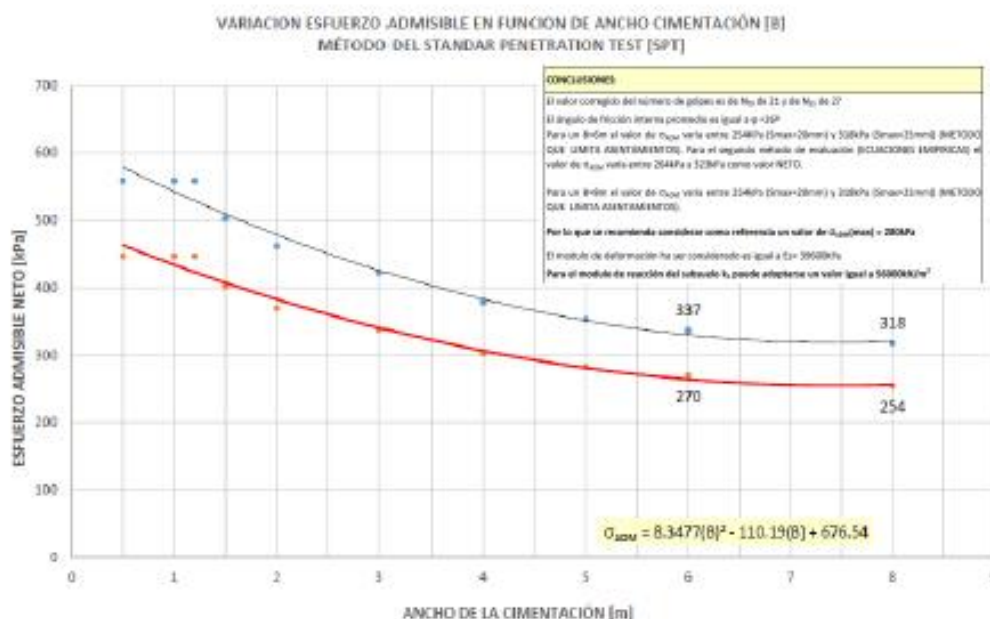
- Tomando en cuenta el método recomendado por la Norma DIN 4016 y haciendo uso del software de referencia, los resultados obtenidos del análisis de sensibilidad de la capacidad de carga admisible, los asentamientos esperados y el valor del módulo de resistencia del suelo están referenciados en las Tablas 10 y 11. Por ejemplo, para una losa de 6m x 6m se ha verificado un valor del esfuerzo admisible de 271kPa, con un  $S_{max}$  de 1,29cm y un  $k_s$  de 14,8Mpa/m. Si consideramos un nivel de análisis 2m por debajo [COTA -19,325] el valor del esfuerzo admisible es de 307kPa con un  $S_{max}$  de 0,98cm y un  $k_s$  de 22Mpa/m.
- Utilizando otro método de verificación sobre la base de la ecuación básica de Meyerhoff, expuesto en el párrafo 5.1 [4] la capacidad de carga neta admisible para losas de cimentación construidas sobre suelos granulares (nuestro caso) puede determinarse partir de los números de resistencia por penetración estándar.

$$q_{adm(neta)} \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 15.93N_{COR} \left[ \frac{S_s(\text{mm})}{25.4} \right]$$

- Tomando en cuenta estas recomendaciones y se toma una media de  $N_{CORR}$  de 18 golpes, el valor de  $q_{adm(neta)} = 286\text{kPa}$ . Tomando como base un asentamiento de referencia de 25mm. Por lo que se deberá adoptar el valor menor de la comparación de ambos métodos.
- En relación a la variación del Módulo de Reacción del subsuelo o coeficiente de balasto [ $k_s$ ] en función del valor de resistencia admisible del suelo, considerándose como variables la profundidad de la cota de fundación y el ancho de cimentación. Se recomienda considerar un valor del módulo de reacción promedio igual a 52000kN/m<sup>2</sup>/m. Para la verificación estructural se deberá considerar los valores del factor de seguridad de referencia en las Tablas 17y 18 por lo que se recomienda adoptar el criterio de MEYERHOFF para el caso de cimentaciones en general, similar al criterio de VESIC tomando en cuenta las limitaciones que se ha tenido en los trabajos de exploración [Valor máximo de 3] , así como la reducción de los parámetros de resistencia según lo expuesto en el apartado 8.6 para el cálculo según el criterio de la norma DIN.

[2] SONDAJE 2: [NIVEL -13,325]

- La primera verificación realizada ha sido hecha a una profundidad de -6m del nivel de boca de pozo [equivalente a una cota de -13,325].





- En relación a los parámetros de deformabilidad recomendados para ser considerados para el cálculo de asentamientos, deberá un valor del Módulo de deformación de entre 20400kPa hasta 56000kPa y una razón de Poisson de 0,3. Los valores de permeabilidad encontrados permiten establecer que son suelos de permeabilidad media a alta.
- Según los resultados obtenidos, y si se maneja como profundidad de análisis una cota de -6m DEL NIVEL ACTUAL [COTA -13,325] del sondaje de exploración realizado, el valor del esfuerzo admisible varía en promedio entre 270kPa a 337kPa.

| Suelo | Prof. [m] | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\varphi$ [°] | c [kN/m <sup>2</sup> ] | $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ] | Descripción             |
|-------|-----------|-------------------------------|--------------------------------|---------------|------------------------|----------------------------|-------------------------|
|       | 6.00      | 18.0                          | 9.0                            | 19.0          | 0.0                    | 39.0                       | Gravas arcillosas GP    |
|       | 12.50     | 18.0                          | 9.0                            | 19.0          | 0.0                    | 45.0                       | Gravas arcillosas GC    |
|       | 18.00     | 18.0                          | 10.0                           | 18.0          | 0.0                    | 85.0                       | Gravas arcillosas GC    |
|       | >18.00    | 20.0                          | 10.0                           | 18.0          | 10.0                   | 90.0                       | Arcillas inorgánicas CL |

FIGURA 2: MÉTODO NORMA DIN 4016

| a [m] | b [m] | $q_{adm}$ [kN/m <sup>2</sup> ] | s [cm] | $cal\ \varphi$ [°] | $cal\ c$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $\gamma_2$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\sigma_2$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $k_b$ [kN/m <sup>3</sup> ] |
|-------|-------|--------------------------------|--------|--------------------|-------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------|
| 1.00  | 1.00  | 212.5                          | 0.24   | 19.0               | 0.00                          | 16.00                           | 36.00                           | 61.3                       |
| 2.00  | 2.00  | 227.4                          | 0.50   | 19.0               | 0.00                          | 16.00                           | 36.00                           | 32.2                       |
| 3.00  | 3.00  | 242.2                          | 0.76   | 19.0               | 0.00                          | 16.00                           | 36.00                           | 22.4                       |
| 4.00  | 4.00  | 257.1                          | 1.03   | 19.0               | 0.00                          | 16.00                           | 36.00                           | 17.5                       |
| 5.00  | 5.00  | 272.0                          | 1.32   | 19.0               | 0.00                          | 16.00                           | 36.00                           | 14.4                       |
| 6.00  | 6.00  | 286.8                          | 1.63   | 19.0               | 0.00                          | 16.00                           | 36.00                           | 12.3                       |

**NIVEL -13,325**

| a [m] | b [m] | $q_{adm}$ [kN/m <sup>2</sup> ] | s [cm] | $cal\ \varphi$ [°] | $cal\ c$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $\gamma_2$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\sigma_2$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $k_b$ [kN/m <sup>3</sup> ] |
|-------|-------|--------------------------------|--------|--------------------|-------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------|
| 1.00  | 1.00  | 236.5                          | 0.13   | 20.0               | 0.00                          | 16.00                           | 36.00                           | 131.5                      |
| 2.00  | 2.00  | 256.2                          | 0.26   | 20.0               | 0.00                          | 16.00                           | 36.00                           | 68.9                       |
| 3.00  | 3.00  | 273.9                          | 0.41   | 20.0               | 0.00                          | 16.00                           | 36.00                           | 47.4                       |
| 4.00  | 4.00  | 291.6                          | 0.56   | 20.0               | 0.00                          | 16.00                           | 36.00                           | 36.5                       |
| 5.00  | 5.00  | 309.3                          | 0.73   | 20.0               | 0.00                          | 16.00                           | 36.00                           | 29.8                       |
| 6.00  | 6.00  | 327.0                          | 0.91   | 20.0               | 0.00                          | 16.00                           | 36.00                           | 25.2                       |

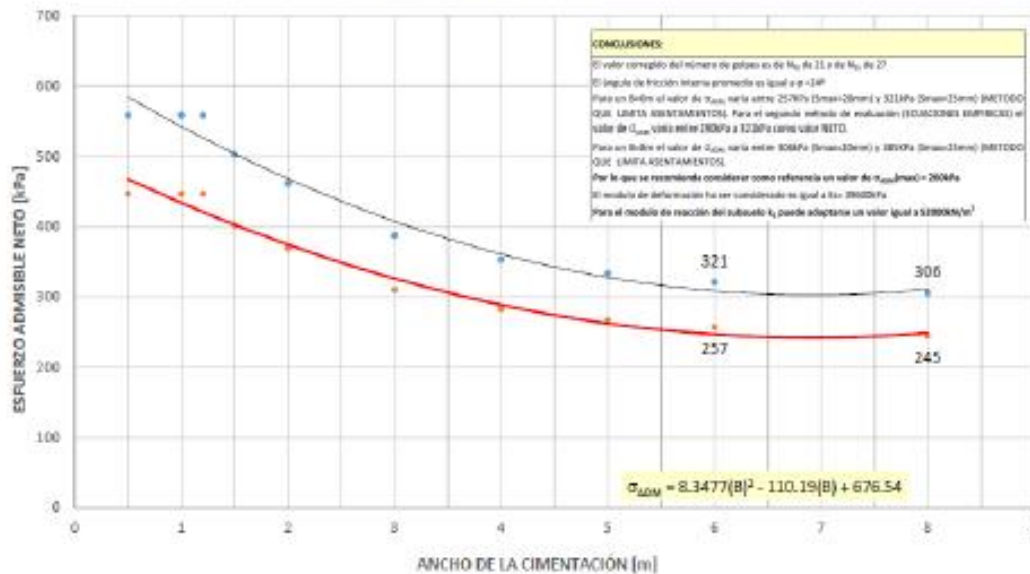
**NIVEL -19,325**

- Tomando en cuenta el método recomendado por la Norma DIN 4016 y haciendo uso del software de referencia, los resultados obtenidos del análisis de sensibilidad de la capacidad de carga admisible, los asentamientos esperados y el valor del módulo de resistencia del suelo están referenciados en las Tablas 10 y 11. Por ejemplo, para una losa de 6m x 6m se ha verificado un valor del esfuerzo admisible de 286kPa, con un  $S_{max}$  de 1,63cm y un  $k_b$  de 12Mpa/m. Si consideramos un nivel de análisis 6m por debajo [COTA -19,325] el valor del esfuerzo admisible es de 327kPa con un  $S_{max}$  de 0,91cm y un  $k_b$  de 25,2Mpa/m.
- Tomando en cuenta el método de Meyerhoff y se toma una media de  $N_{CORR}$  de 21 golpes, el valor de  $q_{adm(neta)} = 334kPa$ . Tomando como base un asentamiento de referencia de 25mm. Por lo que se deberá adoptar el valor menor de la comparación de ambos métodos.
- En relación a la variación del Módulo de Reacción del subsuelo o coeficiente de balasto [ $k_b$ ] en función del valor de resistencia admisible del suelo, considerándose como variables la profundidad de la cota de fundación y el ancho de cimentación. Se recomienda considerar un valor del módulo de reacción promedio igual a 39600kN/m<sup>2</sup>/m. Para la verificación estructural se deberá considerar los valores del factor de seguridad de referencia en las Tablas 17 y 18 por lo que se recomienda adoptar el criterio de MEYERHOFF para el caso de cimentaciones en general, similar al criterio de VESIC tomando en cuenta las limitaciones que se ha tenido en los trabajos de exploración [Valor máximo de 3], así como la reducción de los parámetros de resistencia según lo expuesto en el apartado 8.6 para el cálculo según el criterio de la norma DIN.

[3] SONDAJE 3: [NIVEL -16,325]

Una primera verificación realizada ha sido hecha a una profundidad de -7m del nivel de boca de pozo [equivalente a una cota de -16,325], a un metro del nivel de cimentación actual. Los resultados obtenidos se resumen a continuación:

VARIACION ESFUERZO ADMISIBLE EN FUNCION DE ANCHO CIMENTACIÓN [B]  
MÉTODO DEL STANDARD PENETRATION TEST [SPT]



En relación a los parámetros de deformabilidad recomendados para ser considerados para el cálculo de asentamientos, deberá un valor del Módulo de deformación de entre 20400kPa hasta 52000kPa y una razón de Poisson de 0,45. Los valores de permeabilidad encontrados permiten establecer que son suelos de permeabilidad media a alta.

Según los resultados obtenidos, y si se maneja como profundidad de fundación una cota mínima de -7,0m DEL NIVEL ACTUAL del sondaje de exploración realizado, el valor del esfuerzo admisible varía en promedio entre 257kPa a 321kPa.

FIGURA 4: MÉTODO NORMA DIN 4016

| Suelo | Prof. [m] | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\phi$ [°] | $c$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ] | Descripción             |
|-------|-----------|-------------------------------|--------------------------------|------------|--------------------------|----------------------------|-------------------------|
|       | 3.00      | 18.0                          | 10.0                           | 15.0       | 10.0                     | 45.0                       | Arcillas inorgánicas CL |
|       | 6.00      | 18.0                          | 10.0                           | 15.0       | 10.0                     | 45.0                       | Arcillas inorgánicas CL |
|       | >6.00     | 18.0                          | 10.0                           | 18.0       | 10.0                     | 85.0                       | Arcillas inorgánicas CL |

| $a$ [m] | $b$ [m] | $\sigma_{ka}$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $S$ [cm] | $\sigma_{k3}$ [MPa] | $\sigma_{k10}$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $\gamma_1$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\sigma_0$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $N_60$ [blows] |
|---------|---------|------------------------------------|----------|---------------------|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------|
| 1.00    | 1.00    | 237.1                              | 0.25     | 15.9                | 10.00                               | 10.00                           | 30.00                           | 67.3           |
| 2.00    | 2.00    | 241.9                              | 0.48     | 15.9                | 10.00                               | 10.00                           | 30.00                           | 35.1           |
| 3.00    | 3.00    | 245.9                              | 0.68     | 15.9                | 10.00                               | 10.00                           | 30.00                           | 25.4           |
| 4.00    | 4.00    | 257.5                              | 0.89     | 15.4                | 10.00                               | 10.00                           | 30.00                           | 20.5           |
| 5.00    | 5.00    | 264.2                              | 1.17     | 16.2                | 10.00                               | 10.00                           | 30.00                           | 17.1           |
| 6.00    | 6.00    | 299.8                              | 1.41     | 16.5                | 10.00                               | 10.00                           | 30.00                           | 14.9           |

NIVEL -16,325

| $a$ [m] | $b$ [m] | $\sigma_{ka}$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $S$ [cm] | $\sigma_{k3}$ [MPa] | $\sigma_{k10}$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $\gamma_1$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\sigma_0$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $N_60$ [blows] |
|---------|---------|------------------------------------|----------|---------------------|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------|
| 1.00    | 1.00    | 259.7                              | 0.23     | 15.4                | 10.23                               | 17.97                           | 30.00                           | 37.5           |
| 2.00    | 2.00    | 268.9                              | 0.49     | 16.9                | 11.26                               | 14.97                           | 30.00                           | 44.7           |
| 3.00    | 3.00    | 329.7                              | 0.71     | 17.2                | 11.51                               | 13.59                           | 30.00                           | 32.0           |
| 4.00    | 4.00    | 343.0                              | 0.93     | 17.5                | 11.94                               | 12.89                           | 30.00                           | 26.0           |
| 5.00    | 5.00    | 354.0                              | 1.14     | 17.6                | 11.71                               | 12.18                           | 30.00                           | 21.9           |
| 6.00    | 6.00    | 364.0                              | 1.35     | 17.6                | 11.70                               | 11.34                           | 30.00                           | 19.0           |

NIVEL -19,325

Tomando en cuenta el método recomendado por la Norma DIN 4016 y haciendo uso del software de referencia, los resultados obtenidos del análisis de sensibilidad de la capacidad de carga admisible, los asentamientos esperados y el valor del módulo de resistencia del suelo están referenciados en las Tablas 10 y 11. Por ejemplo, para una losa de 6m x 6m se ha verificado un valor del esfuerzo admisible de 299kPa, con un  $S_{max}$  de 1,41cm y un  $k_3$  de 14,9Mpa/m. Si consideramos un nivel de análisis 3m por debajo [COTA -19,325] el valor del esfuerzo admisible es de 364,6kPa con un  $S_{max}$  de 1,35cm y un  $k_3$  de 19Mpa/m.



- Tomando en cuenta las recomendaciones de Meyerhoff y se toma una media de  $N_{CORR}$  de 21 golpes, el valor de  $q_{adm(neta)} = 318kPa$ . Tomando como base un asentamiento de referencia de 25mm. Por lo que se deberá adoptar el **valor menor de la comparación de ambos métodos**.
- En relación a la variación del Módulo de Reacción del subsuelo o coeficiente de balasto [ $k_s$ ] en función del valor de resistencia admisible del suelo, considerándose como variables la profundidad de la cota de fundación y el ancho de cimentación. Se recomienda considerar un valor del módulo de reacción promedio igual a  $52000kN/m^2/m$ . Para la verificación estructural se deberá considerar los valores del factor de seguridad de referencia en las Tablas 17y 18 por lo que se recomienda adoptar el criterio de MEYERHOFF para el caso de cimentaciones en general, similar al criterio de VESIC tomando en cuenta las limitaciones que se ha tenido en los trabajos de exploración [Valor máximo de 3] , así como la reducción de los parámetros de resistencia según lo expuesto en el apartado 8.6 para el cálculo según el criterio de la norma DIN.

## 9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para la evaluación de la capacidad de carga, se ha tomado como referencia los tres sondajes considerando los diferentes niveles de cimentación:

- **SONDAJE 1: [NIVEL -17,325]:** Una primera verificación realizada ha sido hecha a una profundidad de -10m del nivel de boca de pozo [equivalente a una cota de -17,325], a un metro del nivel de cimentación actual. Según los resultados obtenidos, y si se maneja como profundidad de análisis una cota de -10m DEL NIVEL ACTUAL [COTA -17,325] del sondaje de exploración realizado, tomando en cuenta el método recomendado por la Norma DIN 4016, por ejemplo, para una losa de 6m x 6m se ha verificado un valor del esfuerzo admisible de **271kPa**, con un  $S_{max}$  de 1,29cm y un  $k_s$  de 14,8Mpa/m. Utilizando otro método de verificación sobre la base de la ecuación básica de Meyerhoff, y se toma una media de  $N_{CORR}$  de 18 golpes, el valor de  $q_{adm(neta)} = 286kPa$ . Tomando como base un asentamiento de referencia de 25mm. Por lo que se deberá adoptar el **valor menor de la comparación de ambos métodos**.
- **SONDAJE 2: [NIVEL -13,325]:** La verificación realizada ha sido hecha a una profundidad de -6m del nivel de boca de pozo [equivalente a una cota de -13,325]. Según los resultados obtenidos, y si se maneja como profundidad de análisis una cota de -6 6m DEL NIVEL ACTUAL [COTA -13,325] del sondaje de exploración realizado, el valor del esfuerzo admisible varía en promedio entre 270kPa a 337kPa. Tomando en cuenta el método recomendado por la Norma DIN 4016 y, por ejemplo, para una losa de 6m x 6m se ha verificado un valor del esfuerzo admisible de **286kPa**, con un  $S_{max}$  de 1,63cm y un  $k_s$  de 12Mpa/m. Tomando en cuenta el método de Meyerhoff y se toma una media de  $N_{CORR}$  de 21 golpes, el valor de  $q_{adm(neta)} = 334kPa$ . Tomando como base un asentamiento de referencia de 25mm. Por lo que se deberá adoptar el **valor menor de la comparación de ambos métodos**.

- **SONDAJE 3: [NIVEL -16,325]:** La verificación ha sido realizada a una profundidad de -7m del nivel de boca de pozo [equivalente a una cota de -16,325], a un metro del nivel de cimentación actual. Según los resultados obtenidos, y si se maneja como profundidad de fundación una cota mínima de -7,0m DEL NIVEL ACTUAL del sondeaje de exploración realizado, el valor del esfuerzo admisible, por ejemplo, para una losa de 6m x 6m se ha verificado un valor del esfuerzo admisible de **299kPa**, con un  $S_{max}$  de 1,41cm y un  $k_s$  de 14,9Mpa/m. Tomando en cuenta las recomendaciones de Meyerhoff y se toma una media de  $N_{CORR}$  de 21 golpes, el valor de  $q_{adm(neta)} = 318kPa$ . Tomando como base un asentamiento de referencia de 25mm. Por lo que se deberá adoptar el **valor menor de la comparación de ambos métodos**.

[msalas@ingenieria.com.bo](mailto:msalas@ingenieria.com.bo)

Telf. 2247925

Cel. 77215729

Miguel Alejandro Salas Jemio