



**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

**Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

Estudio de prefactibilidad de un edificio de cuatro plantas en la Cooperativa de  
Vivienda Guayaquil

**PROYECTO INTEGRADOR**

Previa a la obtención del Título de:

**INGENIERO CIVIL**

Presentado por:

FABRIZIO BELISARIO FAICÁN MOLINA

JAIME FERNANDO GARCÍA JIMÉNEZ

GUAYAQUIL-ECUADOR

2019

## DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado a Dios, a toda mi familia, a mis abuelos, a mi mamá Mercedes y a mi papá Belisario, por su crianza, amor constante mientras en vida pudieron, mis padres Raúl y Flérida por su apoyo durante toda mi vida, a mi tía Blanca por ser una madre más, a mis hermanos Pepe, Jorge, Christian, Magaly, Andrea y en especial a mi hermano menor Luis , a mi enamorada Johanna y a mis amigos Iván y Neber por ser apoyos constantes e incondicionales no solo mientras he cursado la carrera sino en la vida.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a cada uno de los profesores que nos han enseñado y formado como ingenieros y más que eso como seres humanos, en especial al Ing. Carlos Quishpe por su predisposición para ayudarnos, al Ing. Guillermo Muñoz por brindarnos su apoyo, al Ing. Arnaldo Bayona por su calidez para guiarnos y motivarnos en su materia, a la ingeniera Eva Rivas, a todos mis compañeros.

## **DECLARACIÓN EXPRESA**

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Fabrizio Belisario Faicán Molina y Jaime Fernando García Jiménez damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

**Fabrizio Belisario Faicán Molina**

**Jaime Fernando García Jiménez**

# EVALUADORES

.....  
**PhD. Carlos Raúl Rodríguez Díaz**

PROFESOR DE LA MATERIA INTEGRADORA

.....  
**Msc. Carlos Paúl Quishpe Otacoma**

PROFESOR TUTOR

## RESUMEN

Este trabajo proyecta el desarrollo del prediseño de un edificio de 4 niveles más un sótano ubicado en la Cooperativa de Vivienda Guayaquil, ubicada al norte de la ciudad de Guayaquil. El uso al que es destinado el edificio mencionado será al de Salones de Eventos.

Para su diseño los planos arquitectónicos fueron proporcionados por el cliente y la información de un estudio geotécnico de un lugar cercano fue proporcionada por la empresa GEOCIMENTOS S.A.

La estructura se conforma por elementos de acero estructural y los muros del sótano de hormigón armado; cuyos parámetros a seguir fueron obtenidos de sus respectivas normas tales como AISC 360, AISC 341, AISC 358, ACI 318-14, ASCE 7-10 y NEC 2105. Las herramientas tecnológicas utilizadas para el análisis y diseño de la estructura fueron: utilitarios, programas de análisis estructural basados en elementos finitos.

Debido al uso de la edificación, la concepción arquitectónica indica grandes espacios sin soportes de columnas, cuya solución consiste en el arreglo estructural óptimo que satisfaga las necesidades de la edificación, para esto dio como resultado el uso del acero estructural, haciendo uso de una conexión a momento precalificada establecida en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-2015.

Los resultados obtenidos, representan el estudio geotécnico en base a correlaciones, el diseño estructural y sanitario de la edificación con sus respectivas memorias técnicas, flujo de ejecución, cantidades y presupuesto.

**Palabras Clave:** Estudio geotécnico, Estructura, Acero Estructural, Arreglo estructural, Conexión a momento.

## **ABSTRACT**

*This work projects the pre-design development of a 4-level building plus a basement, located in Vieja Kennedy in Guayaquil city. The use to which the building is destined will be that of Event Halls.*

*For its design the architectural plans were provided by the client and the information of a geotechnical study of a nearby place was provided by GEOCIMENTOS S.A. company.*

*The structure is made up of structural steel elements and the walls of the reinforced concrete basement; whose parameters to follow were obtained from their respective standards such as AISC 360, AISC 341, AISC 358, ACI 318-14, ASCE 7-10 and NEC-2015. The technological tools used for the analysis and design of the structure were: utilitarian, structural analysis programs based on finite elements.*

*Due to the use of the building, the architectural conception indicates large spaces without column supports, whose solution consists in the optimal structural arrangement that meets the needs of the building, for this, resulted in the use of structural steel, making use of moment prequalified connection established in “Norma Ecuatoriana de la Construcción” NEC-2015.*

*The results obtained represent the geotechnical study based on correlations, the structural and sanitary design of the building with its respective technical memories, execution flow, quantities and budget.*

**Keywords:** *geotechnical study, structure, structural steel, structural arrangement, Moment connection.*

# IÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA .....	ii
AGRADECIMIENTOS .....	iii
DECLARACIÓN EXPRESA.....	iv
EVALUADORES.....	v
ABREVIATURAS.....	xii
CAPÍTULO 1.....	1
1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 Descripción del problema .....	2
1.2 Justificación del Problema.....	2
1.3 . Objetivos .....	3
1.3.1. Objetivo General.....	3
1.3.2. Objetivos Específicos .....	3
1.4 Marco Teórico .....	4
1.4.1. Acero Estructural .....	4
1.4.2. Ductilidad.....	5
1.4.3. Resistencia .....	5
1.4.4. Rigidez.....	5
1.4.5. Peligro Sísmico.....	5
1.4.6. Riesgo Sísmico.....	5
1.4.7. Espectro de Respuesta .....	6
1.4.8. Diseño Basado en Fuerzas .....	6
1.4.9. Método de Fuerza Horizontal Equivalente (Diseño Basado en Fuerzas) .....	6
1.4.10. Método de análisis Modal Espectral .....	7
1.4.11. Características estructurales que afectan la respuesta sísmica.....	7
1.4.12. Pórticos Resistentes a Momentos (MRF) .....	7
1.4.13. Conexión Precalificada .....	8
1.4.14. Cimentaciones Superficiales .....	9
1.4.15. Capacidad Portante última del suelo .....	9

1.4.16.	Capacidad portante permisible.....	9
1.4.17.	Transferencia de esfuerzos.....	9
1.4.18.	Asentamientos.....	10
1.4.19.	Asentamientos Elásticos.....	10
1.4.20.	Asentamientos por consolidación.....	10
CAPÍTULO 2.....		11
2.	METODOLOGÍA.....	11
2.1.	Requerimientos del cliente.....	11
2.2.	Concepto arquitectónico.....	11
2.2.1.	Descripción de sótano de parqueaderos.....	11
2.2.2.	Descripción de planta baja.....	12
2.2.3.	Descripción de pisos 1, 2 y 3.....	13
2.3.	Diseño Estructural.....	14
2.3.1.	Selección del sistema Estructural.....	17
2.3.2.	Cargas vivas.....	17
2.3.3.	Cargas muertas.....	18
2.4.	Predimensionamiento en 2 alternativas.....	18
2.4.1.	Viguetas, Viga Secundaria, Vigas Principales.....	21
2.4.2.	Columnas.....	23
2.4.3.	Determinación de parámetros sísmicos.....	25
2.4.4.	Análisis Estructural.....	27
2.4.5.	Chequeo de Estabilidad y Derivas.....	27
2.4.6.	Diseño Estructural.....	27
2.4.7.	Detallamiento.....	28
2.5.	Diseño Sanitario.....	28
2.6.	Consideraciones geotécnicas.....	30
2.6.1.	Perfil estratigráfico.....	31
2.7.	Alternativas.....	33
2.7.1.	Cimentación Superficial.....	33
CAPÍTULO 3.....		34

3.	ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	34
3.1.	Diseño de elementos estructurales .....	34
3.1.1.	Diseño de losas .....	34
3.1.2.	Corrección de Cortante.....	35
3.1.3.	Análisis Modal .....	36
3.1.4.	Derivas admisibles.....	37
3.1.5.	Análisis torsional.....	38
3.1.6.	Índice De Estabilidad.....	39
3.1.7.	Diseño de Conexiones.....	40
3.1.8.	Capacidad de Carga admisible.....	52
3.2.	Asentamientos de la estructura .....	55
3.3.	Diseño Estructural de Cimentación .....	59
3.4.	Estudio ambiental.....	59
3.4.1.	Actividad ambiental.....	60
3.4.2.	Línea de base ambiental .....	60
3.4.3.	Localización.....	60
CAPÍTULO 4.....		63
4.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	63
4.1.	Consideraciones estructurales .....	63
4.2.	Aspecto geotécnico .....	64
4.3.	Sistema sanitario .....	65
4.4.	Evaluación ambiental .....	65
CAPÍTULO 5.....		65
5.	Bibliografía .....	65



## ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
ASTM	American Society for Testing and Materials
SGR	Secrearía General de Riesgo
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
MRF	Pórticos Resistentes a Momentos
OMF	Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos
IMF	Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos
SMF	Pórticos Especiales Resistentes a Momentos
SUIA	Sistema Único de Información Ambiental
MAE	Ministerio del Ambiente de la República del Ecuador
WGS	World Geodetic System
UTM	Universal Transverse Mercator
CH	Arcilla de alta plasticidad
CL	Arcilla de baja plasticidad
MH	Limo de alta plasticidad
ML	Limo de baja plasticidad
SC	Arena arcillosa
SM	Arena limosa

## SIMBOLOGÍA

$\alpha$	Coeficiente de periodo de vibración
Ag	Área gruesa o bruta
As,min	Área de acero mínima
Ast	Área de acero
AT	Área de influencia
b	Base
cm	Centímetro
Cs	Coeficiente de respuesta sísmica
Ct	Coeficiente de periodo de vibración
D	Carga muerta
d	Distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero de refuerzo
db	Diámetro de varilla longitudinal
E	Módulo de Young
Fa	Amplificación de espectro elástico de aceleraciones
f'c	Esfuerzo máximo de compresión
Fd	Amplificación de espectro elástico de desplazamientos
fm	Esfuerzo a flexión admisible
Fs	Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos
Ft	Esfuerzo por tracción admisible
fv	Esfuerzo a cortante admisible
fy	Esfuerzo de fluencia de acero
h	altura
H	Espesor total
I	Coeficiente de Importancia
k	Exponente de altura de la estructura
kg	Kilogramo
kg/cm <sup>2</sup>	Kilogramo/centímetro cuadrado
kg/m <sup>3</sup>	Kilogramo/metros cúbicos
Km	Factor de magnificación de momentos
km <sup>2</sup>	Kilómetros cuadrados
L	Carga viva
lef	Longitud efectiva

Lr	Carga de cubierta
m	metros
M	Momento
m <sup>2</sup>	metros cuadrados
m <sup>3</sup>	metros cúbicos
mm	milímetros
MPa	Megapascuales
N	Carga axial aplicada
N <sub>adm</sub>	Carga axial admisible
N <sub>cr</sub>	Carga crítica de Euler
Ø	Diámetro de varilla
Ø <sub>e</sub>	Coeficiente de irregularidad en elevación
Ø <sub>p</sub>	Coeficiente de irregularidad en planta
r	Factor de espectro de diseño elástico
R	Factor de reducción de fuerzas sísmicas
S	Carga por granizo
S <sub>a</sub>	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones
S <sub>max</sub>	Separación máxima entre estribos
S <sub>min</sub>	Separación mínima entre estribos
T <sub>a</sub>	Periodo de vibración
T <sub>c</sub>	Periodo límite de vibración
T <sub>o</sub>	Periodo límite de vibración

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Plano de sótano con 570,21 m2. Fuente: cliente. ....	12
Ilustración 2. Plano arquitectónico de Planta Baja. Fuente: Cliente. ....	13
Ilustración 3. Plano arquitectónico de los pisos altos (1, 2 y 3) destinados a eventos. Fuente: Cliente. ....	14
Ilustración 4. Consideraciones principales para el Diseño Estructural. Fuente: Propia. ....	15
Ilustración 5. Fuente Propia.....	16
Ilustración 6. Fuente propia .....	18
Ilustración 7. Fuente propia .....	19
Ilustración 8. Fuente propia .....	20
Ilustración 9. Fuente propia .....	20
Ilustración 10. Fuente propia .....	20
Ilustración 11. (Crissafulli, 2018).(Ductilidad debido a su relación ancho espesor) .....	23
Ilustración 12. Pandeo Local de columnas, (Crisafulli, 2018) .....	24
Ilustración 13. Fuente Propia.....	26
Ilustración 14. Espectro Inelástico de Diseño .....	26
Ilustración 15. INAMHI, 2015.....	30
Ilustración 16. Perfil estratigráfico del suelo considerado para análisis geotécnicos en el área del proyecto. Fuente propia.....	32

Ilustración 17. Concepto de la implementación de losa de cimentación en la edificación (Fuente propia).....	33
Ilustración 18. Cortante Basal Estático.....	36
Ilustración 19. Cortantes Basales X, Y.....	36
Ilustración 20. Corrección de Cortante.....	36
Ilustración 21. Factor de Participación de Masas (Propia).....	37
Ilustración 22- Derivas por sismo en X.....	38
Ilustración 23. Derivas por sismo en dirección Y.....	38
Ilustración 24. Chequeo de Irregularidad Torsional por Sismo en X.....	39
Ilustración 25. Chequeo de Irregularidad Torsional por Sismo en Y.....	39
Ilustración 26. Índice de Estabilidad Sismo Dirección X.....	40
Ilustración 27. Índice de Estabilidad Sismo Dirección Y.....	40
Ilustración 28. Detalle conexión RBS, AISC 2016.....	42
Ilustración 29. Incremento de la capacidad de carga con respecto a la profundidad hasta llegar a los 3.50 m de desplante.....	55
Ilustración 30. Incremento del esfuerzo total, presión de poros y esfuerzo efectivo con respecto a la profundidad (Fuente propia).....	56
Ilustración 31. Ejemplo de datos ingresados en el software Settle 3D de Rocscience. El estrato considerado es de 8.0 a 38.0 metros. Fuente: Settle 3D.....	58
Ilustración 32. Determinación de asentamientos para una carga de 0.215 T/m <sup>2</sup> utilizando Settle 3D de Rocscience. Fuente: Settle 3D.....	59

Ilustración 33. Permiso requerido para el proyecto de obra civil en la zona urbana de Guayaquil. Fuente: SUIA.....	60
Ilustración 34. Área de implantación del proyecto (rojo) en la ciudad de Guayaquil. Fuente: Google Earth .....	61
Ilustración 35. Presencia de lugares de interés alrededor del área de proyecto. Fuente: Google Maps. ....	62

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1. Valores considerados y resultados para análisis de capacidad de carga a 3,50 metros de profundidad.....</b>	<b>53</b>
<b>Tabla 2. Coordenadas del área de proyecto en DATUM WGS-84, utilizando el sistema UTM.....</b>	<b>61</b>
<b>Tabla 3. Descripción de las condiciones dentro y alrededor del área de proyecto....</b>	<b>62</b>

## ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1.....	10
Ecuación 2.....	10
Ecuación 3.....	10
Ecuación 4.....	22
Ecuación 5.....	22
Ecuación 6.E3-2 del AISC .....	23
Ecuación 7.E3-3 del AISC .....	23
Ecuación 8. E3-4 del AISC .....	23
Ecuación 9. E3-1 del AISC .....	24
Ecuación 10.....	24
Ecuación 11.....	37
Ecuación 12.....	47
Ecuación 13.....	47
Ecuación 14.....	47
Ecuación 15.....	47
Ecuación 16.....	48
Ecuación 17.....	48
Ecuación 18.....	48
Ecuación 19.....	49

Ecuación 20.....49

Ecuación 21.....50

Ecuación 22.....50

Ecuación 23.....51

Ecuación 24.....51

Ecuación 25.....51

Ecuación 26.....52

Ecuación 27.....52

# CAPÍTULO 1

## 1. INTRODUCCIÓN

La utilización de sistemas estructurales de hormigón armado se ha vuelto cotidiano tanto para diseñadores, constructores y consumidores finales, puesto que a pesar de ser un material que requiere mucho más tiempo en la etapa constructiva, su antigüedad le ha abierto más espacio y aceptación en el mercado.

Por otro lado, la utilización de perfiles de acero, quienes requieren un mayor control de calidad, y mayor cantidad de personal capacitado en obra para su instalación, es un material que por sus exigencias tiene un menor uso a pesar de su eficacia final y su rápida implementación constructiva.

El diseño y construcción de infraestructuras de manera empírica es una amenaza no solo para quienes la ocupan sino también para aquellos que se encuentren a su alrededor y que lleguen a ser afectados debido a sus fallas.

El correcto análisis de las componentes estructurales, tanto superficiales como subsuperficiales procuran un correcto funcionamiento del proyecto a construir; sin embargo, la incorrecta implementación de estas consideraciones en el proceso constructivo es una problemática adicional en el Ecuador.

En el Ecuador la construcción sismo resistente es un tema que se ha vuelto mucho más exigente a raíz de los estragos del terremoto sucedido el 16 de abril del 2016. Los procesos constructivos son mayormente regulados y los requerimientos legales para permisos de construcción abarcan de manera más exigente cumplir con la NEC.

Un diseño estructural apropiado, seguido de una correcta exploración de subsuelo para el análisis y diseño de cimentación son las bases para la correcta ejecución de un proyecto de obra civil. Con base en lo anteriormente expuesto para poder determinar la factibilidad de la ejecución de un proyecto, es necesario un estudio de dichas componentes. El análisis de

prefactibilidad de una obra civil se determinará, a partir de ciertos requerimientos, determinar las condiciones de prediseño para a su vez llegar a la toma de decisiones con respecto al proyecto.

### **1.1 Descripción del problema**

La ciudad de Guayaquil es una de las ciudades de la provincia del Guayas ubicadas dentro de las zonas con mayor riesgo sísmico. La Cooperativa de Vivienda Guayaquil se encuentra en una zona conformada principalmente por suelos blandos de arcillas y limos. Los suelos finos blandos usualmente requieren grandes áreas para las estructuras de cimentación, que a su vez por lo general implican gran probabilidad de asentamientos por consolidación a mayor sea el peso de la estructura.

En el caso de que la capacidad de soporte sea insuficiente, o el asentamiento presentado sea mayor al permitido, podrá requerir el uso de cimentación profunda hasta llegar a una capa de suelo competente que satisfaga ambas consideraciones.

Las edificaciones destinadas para salones de eventos son estructuras que por su uso final requieren amplios espacios libres, es decir poca o nula obstrucción por parte de elementos estructurales como columnas en el área interna de la edificación. Esto da como resultado que las columnas perimetrales, y los elementos de viga deban ser diseñados con grandes secciones transversales para que puedan soportar las cargas de servicio a las que se encontrarán expuestas. Esto sin contar con condiciones adicionales que aporten mayor resistencia y rigidez.

### **1.2 Justificación del Problema**

Las infraestructuras que conforman el promedio de la zona corresponden a edificaciones residenciales, locales comerciales, iglesias, parques y entre otras, que no superan los 3 niveles sobre la superficie. Dicho promedio de infraestructuras,

adicionalmente, es conformado por proyectos que fueron realizados mucho antes de la implementación rigurosa de condiciones de diseño y construcción de obras civiles.

El riesgo sísmico en zonas de suelos blandos es elevado debido a su alta amenaza sísmica, en el caso de no realizar estructuras seguras.

Las grandes cargas que se transmiten al subsuelo pueden repercutir en la seguridad de quienes utilicen la obra, mucho más aún en eventos sujetos bajo sismicidad.

La correcta implementación de los criterios ingenieriles en los campos geotécnicos y estructurales, resultarán en los elementos de diseño que significarán poco riesgo debido a su baja vulnerabilidad sísmica ante eventos sísmicos esperados, salvaguardando no solo en lo posible la integridad de la estructura sino también la seguridad de vida de quienes la ocupen, que es básicamente la filosofía de diseño actual. Las razones previamente expuestas son suficientes para desarrollar una solución de diseño estructural que permita el correcto funcionamiento de la estructura tanto en condiciones normales como ante eventos sísmicos, un apropiado sistema eléctrico e Hidrosanitario que responda y mitigue en su mayoría los impactos ambientales.

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivo General**

Diseñar una estructura con criterios de sismo resistencia conformada por un sótano y 4 niveles para un salón de eventos ubicado en la Ciudadela Guayaquil.

#### **1.3.2. Objetivos Específicos**

- Diseñar los elementos que conformarán el sistema estructural de la edificación.

- Realizar un análisis geotécnico que defina la capacidad portante del suelo y los asentamientos esperados.
- Diseñar el sistema estructural de cimentación que cumpla con las necesidades del proyecto.
- Diseñar el sistema sanitario a instalarse en el salón de eventos que considere la implementación de un sistema contra incendios.
- Diseñar los correspondientes planos del proyecto.
- Realizar el correspondiente estudio de impacto ambiental del proyecto.
- Definir el presupuesto general para la ejecución del proyecto.

## **1.4 Marco Teórico**

### **1.4.1. Acero Estructural**

El acero estructural es un material que brinda mayores bondades con respecto a los demás materiales de construcción disponibles en la actualidad, entre las cuales están su ductilidad, su resistencia, y su rigidez, dando como resultado un buen comportamiento estructural, (Cañizares, 2018)

A pesar de que los demás materiales presentan algunas de las características antes mencionadas, el acero es más eficiente ya que cuenta con una alta relación resistencia con respecto a su peso.

Además, el acero que se usa en la construcción de estructuras es un material de fabricación industrializada, por lo tanto, garantiza un adecuado control en cuanto a calidad se refiere (Crissafulli, 2018).

Sin embargo, el hecho de necesitar menos cantidad de acero provoca que se deba tener mayor cuidado y detallamiento debido a las fallas por pandeo que puede sufrir un elemento de acero estructural.

#### **1.4.2. Ductilidad**

Se entiende por ductilidad a la capacidad de un material de sufrir grandes deformaciones en el rango plástico sin una pérdida sustancial de su resistencia, hasta llegar a su rotura. (Fratelli,2003). Cabe recalcar que la ductilidad puede generar grandes disipaciones de energía, sin embargo, no es una condición suficiente, ya que un material dúctil no podría generar disipación de energía, debido al estrangulamiento de su curva de histéresis.

#### **1.4.3. Resistencia**

Capacidad que tiene un material para soportar esfuerzos inducidos internos, debido a acciones externas, (McCormac & Csernak,2013), uno de los valores a utilizar en este trabajo es el esfuerzo de fluencia.

#### **1.4.4. Rigidez**

Tendencia a oponerse a deformaciones ya sean estas traslacionales o rotacionales, generadas por las acciones Axiales, flexión y corte.

#### **1.4.5. Peligro Sísmico**

Se entiende por peligro sísmico a la medida de frecuencia de ocurrencia de sismos y su intensidad (CENAPRED, 1999).

#### **1.4.6. Riesgo Sísmico**

Es la medida del daño que puede recibir una estructura acorde a su vulnerabilidad y amenaza sísmica (CENAPRED, 1999).

#### **1.4.7. Espectro de Respuesta**

Es la representación de las máximas respuestas (aceleración, velocidad, desplazamiento) de estructuras de un grado de libertad ante una excitación, esta excitación puede ser un sismo. (Crisafulli & Villafañe, 2002).

#### **1.4.8. Diseño Basado en Fuerzas**

El diseño basado en fuerzas establece una simplificación, en la que se le asignan cargas inerciales a la estructura para así calcular las acciones en cada elemento estructural, sin tomar en cuenta que lo que en realidad genera tales acciones son los desplazamientos ocurridos en el suelo.

#### **1.4.9. Método de Fuerza Horizontal Equivalente (Diseño Basado en Fuerzas)**

Es el método en el que se transforma un comportamiento dinámico a uno estático, es decir, se desacopla el movimiento del terreno en un evento sísmico y se inducen cargas equivalentes inerciales a cada piso.

En el método de fuerza horizontal equivalente la magnitud y distribución de cargas están basadas en expresiones empíricas, se supone que en el primer modo de vibración se concentra todo el comportamiento de una estructura, además, que la distribución de fuerzas sigue una distribución lineal triangular, es el procedimiento convencional y más general para analizar estructuras que sean regulares, sin embargo, no es recomendable para analizar estructuras que posean irregularidades que estén situadas en zonas de alta sismicidad.(Rochel, 2012).

#### **1.4.10. Método de análisis Modal Espectral**

Consiste en la incorporación de un espectro de diseño, es un diseño basado en resistencia, en el que consiste en obtener esfuerzos en los elementos. Se utiliza un espectro de diseño reducido por un factor de resistencia  $R$ . La respuesta máxima se la obtiene realizando una combinación moda. (Priestley, 2003).

#### **1.4.11. Características estructurales que afectan la respuesta sísmica**

Las principales propiedades de una estructura, que influyen en el comportamiento de un edificio ante un sismo que produce sobre la estructura un comportamiento lineal son:

**Periodo Fundamental de Vibración:** Tiempo que tarda una estructura en completar un ciclo completo, cabe recalcar que, a mayor periodo, mayor flexibilidad de la estructura.

**Amortiguamiento:** Produce la disminución de las ordenadas en las respuestas de la estructura, se genera amortiguamiento por los elementos no estructurales, las conexiones y mientras más se acerca al límite de fluencia, mayor es el amortiguamiento. (CENAPRED, 1999).

#### **1.4.12. Pórticos Resistentes a Momentos (MRF)**

Es la unión de elementos tipo vigas y columnas ensamblados por medio de pernos, soldadura o ambos. Su característica principal es que sus elementos resistentes son sus vigas y columnas quedando sometidos a tensiones de corte y momentos flectores. Dentro de este sistema estructural existen tres tipos que se diferencian por su capacidad de disipación de energía. (Crissafulli, 2018).

### **Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)**

Pórticos resistentes a momentos que su comportamiento radica en su resistencia, tiene muy poca capacidad de deformaciones plásticas en sus miembros y conexiones (AISC 358, 2016), su disipación de energía está ligada a la fuerza requerida para comprometer la estructura a un mecanismo de falla. Su factor de reducción de respuesta “R” es mínima.

### **Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)**

Pórticos resistentes a momentos con capacidad media de deformaciones plásticas en sus miembros y conexiones (AISC 358, 2016), su disipación de energía está ligada a deformaciones limitadas para comprometer la estructura a un mecanismo de falla. Su factor de reducción de respuesta “R” es media

### **Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)**

Pórticos resistentes a momentos con capacidad alta de deformaciones plásticas en sus miembros y conexiones (AISC 358, 2016), su disipación de energía está ligada a deformaciones en sus elementos y sus conexiones para comprometer la estructura a un mecanismo de falla. Su factor de reducción de respuesta “R” puede llegar a ser 8.

#### **1.4.13. Conexión Precalificada**

Conexión rígida que limita la rotación entre los elementos que une siendo estos vigas y columnas, transmitiendo de este modo el momento de la viga a la columna. La característica principal radica en el estudio analítico y la experimentación de estas conexiones para garantizar su correcto desempeño, la norma en que se basa Ecuador es AISC 358-16. Esta norma cuenta con 9 conexiones precalificadas que han

seguido los procedimientos de ensayo del capítulo K de la norma AISC 341-16. (Crissafulli, 2018).

#### **1.4.14. Cimentaciones Superficiales**

Las cimentaciones superficiales son todas aquellas estructuras ubicadas en el subsuelo de tal manera que la relación entre su dimensión de menor longitud y la profundidad de desplante sea inferior a 2.5 (Budhu, 2011)

#### **1.4.15. Capacidad Portante última del suelo**

Es la presión que puede soportar el peso previo a la falla o colapso de éste. Dicha capacidad está xxx no solo de las propiedades del suelo, sino también de la geometría de la cimentación (Coduto, 2001).

#### **1.4.16. Capacidad portante permisible.**

Es la capacidad portante que asegurará un apropiado funcionamiento de la cimentación, esta capacidad es obtenida a partir de la capacidad última portante del suelo luego ser dividida por un FS (Budhu, 2011).

#### **1.4.17. Transferencia de esfuerzos**

La transmisión de un esfuerzo a una cierta profundidad “z”, dependerá tanto de las dimensiones del ancho “B” como del largo “L” de la superficie rectangular donde se encuentra la carga. La carga transmitida será solo un proporcional “I” (Das B., 2015).

$$I_3 = \frac{1}{4\pi} \left[ \frac{2m'n'\sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}{m'^2 + n'^2 + m'^2n'^2 + 1} \left( \frac{m'^2 + n'^2 + 2}{m'^2 + n'^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left( \frac{2m'^2n'\sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}{m'^2 + n' - m'^2n' + 1} \right) \right]$$

*Ecuación 1*

Siendo:

$$m' = \frac{B}{z}$$

*Ecuación 2*

$$n' = \frac{L}{z}$$

*Ecuación 3*

#### **1.4.18. Asentamientos**

Es la deformación debido al incremento de esfuerzos que transmiten las estructuras a las capas de subsuelo a través de la cimentación, esta deformación es vertical y afectará a toda la estructura (Das, 2008).

#### **1.4.19. Asentamientos Elásticos**

Son asentamientos que predominan en suelos granulares donde el incremento de esfuerzo deforma las partículas del suelo involucrando las propiedades elásticas tales como el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson (Das, 2009).

#### **1.4.20. Asentamientos por consolidación**

Es la deformación vertical a partir del incremento de esfuerzos en capas de subsuelo conformados por arcillas y limos, en donde la deformación

no es instantánea sino a un ritmo que puede ser determinado a partir de ensayos de laboratorio (Craig, 2005).

# CAPÍTULO 2

## 2. METODOLOGÍA

### 2.1. Requerimientos del cliente

Ante un área total de construcción de 1.827,21 m<sup>2</sup>, y la existencia de planos arquitectónicos se requiere un conocimiento técnico para poder determinar la construcción. Un estudio de prefactibilidad a pesar de requerir menos detallamiento considera los factores necesarios para la realización del proyecto y sus alternativas (Schlecht, Meyer, 2012).

El edificio de salón de eventos tendrá un total de 3 pisos destinados a reuniones, cada uno con una capacidad de 150 personas, con un área libre de 200 m<sup>2</sup> aproximadamente. La planta baja será destinada para la recepción de los usuarios y contará adicionalmente con un cuarto para guardianía y una cocina para la transportación de alimentos y bebidas a los distintos salones. Adicionalmente contará con un sótano de parqueaderos con capacidad de 18 vehículos, en este sótano se encontrará la cisterna de agua que abastecerá a todo el edificio y considerará un volumen adicional para el sistema contra incendios.

### 2.2. Concepto arquitectónico

#### 2.2.1. Descripción de sótano de parqueaderos

En la planta de sótano se dará un uso exclusivo de parqueaderos, la carga sobrepuesta sobre esta planta no afectará al comportamiento de la

estructura, sin embargo, afectará de manera indirecta la cimentación por el motivo de sobrecargas sobre el suelo de fundación.

Esta planta perimetralmente cuenta con muros de contención que ayudaran a mantener la estabilidad del suelo que rodea el sótano.

Cuenta con una extensión total de 570.21 metros cuadrados.

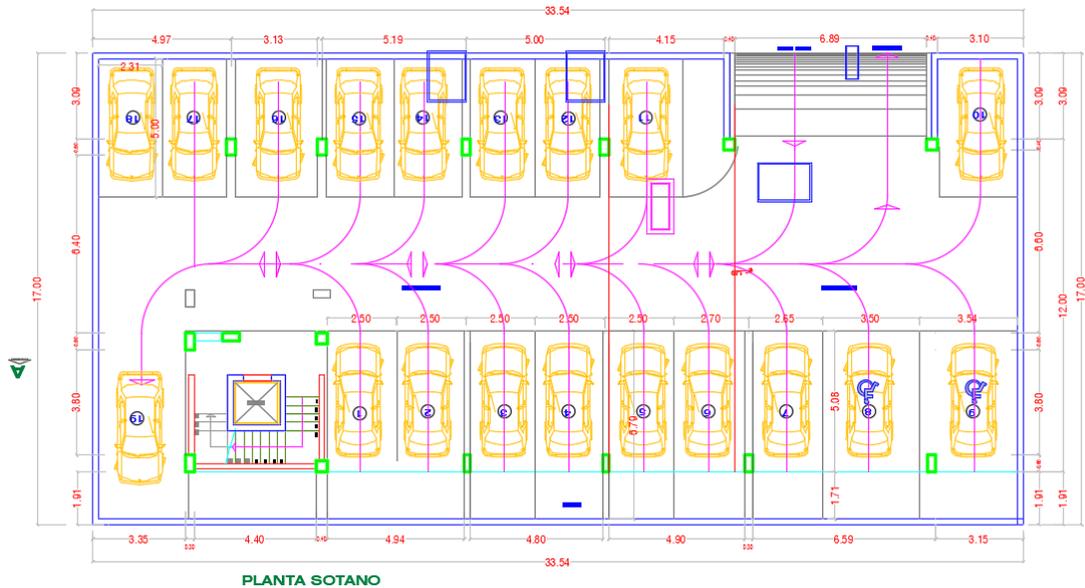


Ilustración 1. Plano de sótano con 570,21 m<sup>2</sup>. Fuente: cliente.

## 2.2.2. Descripción de planta baja

La planta baja, la cual está a continuación de la planta de sótano, tendrá en parte uso de parqueadero, y otra área de recepción como se puede visualizar en la figura 2, cabe recalcar que la zona de parqueaderos necesita áreas libres para el libre tránsito de automotores. Su extensión total es de 325.50 metros cuadrados.

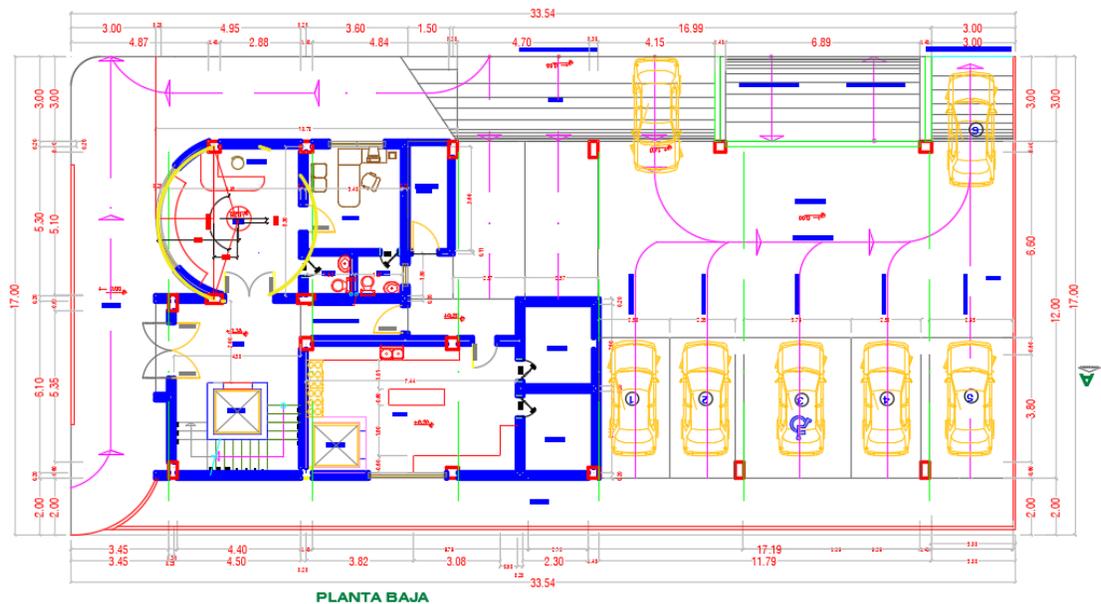


Ilustración 2. Plano arquitectónico de Planta Baja. Fuente: Cliente.

### 2.2.3. Descripción de pisos 1, 2 y 3

Como se puede constatar en la siguiente figura 3, el uso de las plantas altas 1,2,3 será destinado a salones de eventos, en los cuales se requieren grandes espacios libres para fácil tránsito de personas, en cuanto a la cubierta será una losa, destinada para protección de la última planta y como tal será inaccesible, a menos que se requiera de mantenimiento.

La extensión total de cada planta es de 325.50 metros cuadrados.

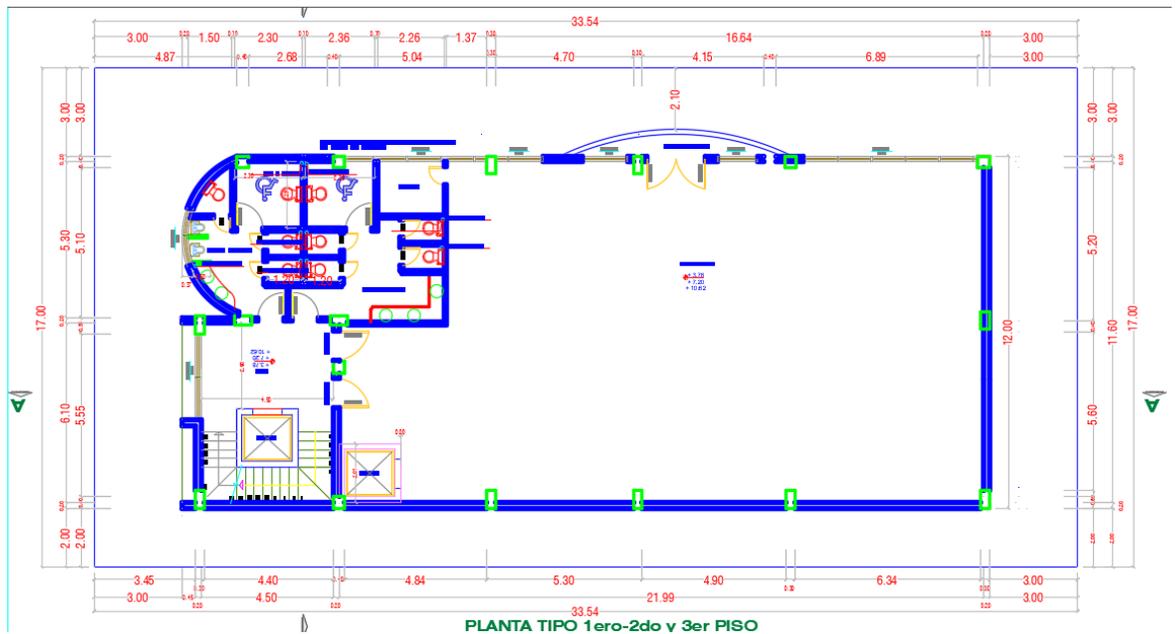


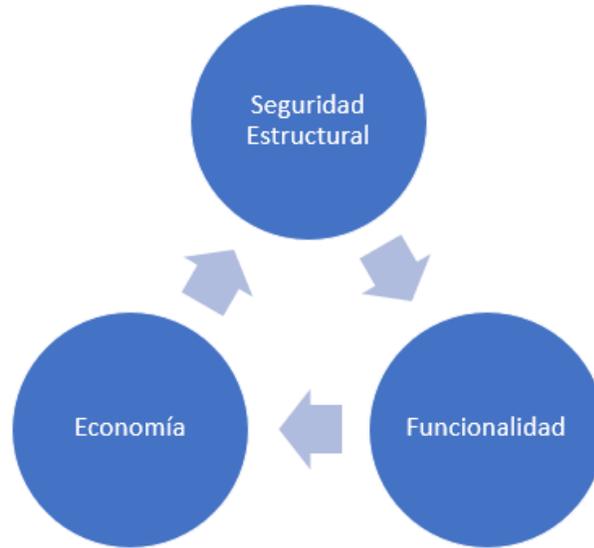
Ilustración 3. Plano arquitectónico de los pisos altos (1, 2 y 3) destinados a eventos. Fuente: Cliente.

### 2.3. Diseño Estructural.

El diseño estructural como tal, es el arte de dotar a una estructura la capacidad de resistir los diferentes embates que provea el tiempo y la naturaleza, en este proceso indica la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura que tiene como función absorber las diferentes solicitaciones, durante su vida útil. (Meli, 1985)

Las estructuras no se construyen solamente para que resistan, sino, que tienen otra finalidad, que como consecuencia fundamental está la de resistir y permanecer en forma y condiciones tal como se construye; La resistencia no es el objetivo principal ni mucho menos el primario en la concepción de un proyecto.

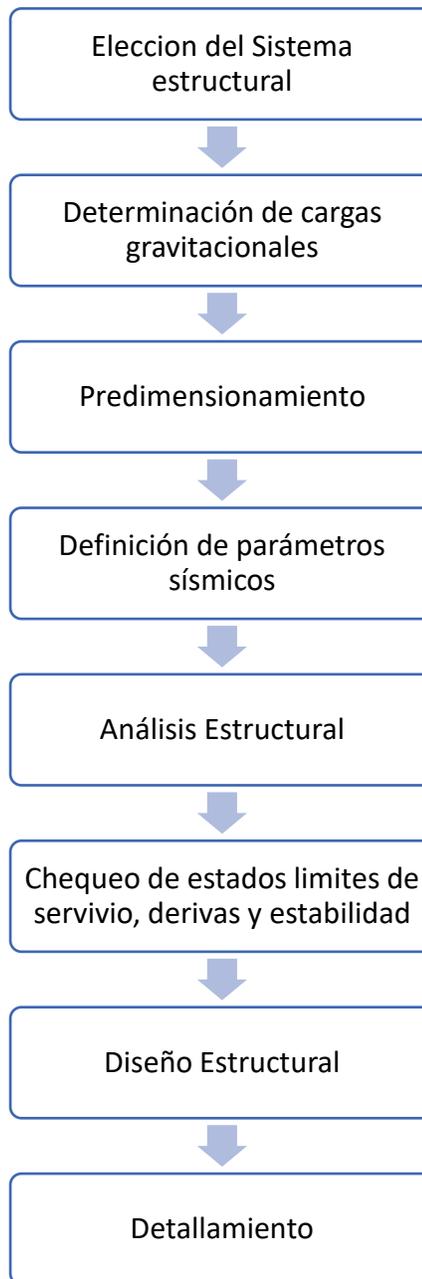
Es decir, para alcanzar el éxito en un diseño estructural, debe mantenerse la combinación entre seguridad, funcionalidad y economía.



*Ilustración 4. Consideraciones principales para el Diseño Estructural. Fuente: Propia.*

El diseño estructural podría volverse iterativo, pero de acuerdo con la experiencia del diseñador en cuanto al comportamiento de las estructuras puede aproximar de buena manera la estructuración de un edificio, en donde se hace uso de conocimientos de temas sobre dinámica estructural, y comportamiento de los materiales.

Para una correcta ejecución de un proyecto se deben seguir los siguientes pasos:



*Ilustración 5. Fuente Propia*

### **2.3.1. Selección del sistema Estructural**

Siguiendo el diagrama de flujo antes mencionado se ha elegido el sistema estructural “Pórtico Resistente a Momentos”, en acero estructural.

Así inicia el metrado de cargas:

Uno de los principales factores que inciden en el dimensionamiento de los elementos resistentes es la determinación de cargas actuantes, puesto que dependiendo de estos valores asignados se requerirán elementos más robustos o menos robustos. La determinación de las cargas debe ser en base a la realidad del uso de una estructura.

Como ejemplo tomemos un diseñador que asigna las mínimas cargas para así obtener elementos de menor volumen y por lo tanto abaratar costos, sin embargo, ante una sollicitación sísmica los elementos estructurales tienen una gran probabilidad de fallar; por otro lado, tenemos al diseñador conservador, quien asigna las mayores cargas a la estructura, garantizando seguridad, pero no economía en cuanto a costos.

La edificación tratada en el análisis estructural será para fines sociales de salón de eventos, implicando grandes cargas de servicio que serán descritas.

### **2.3.2. Cargas vivas**

Son las cargas que sufren variaciones en lugar y en el tiempo.

- Salas de Baile: 4.8 KN/m<sup>2</sup> o a su vez 480 Kg/m<sup>2</sup>
- Pisos para Cuarto de Máquinas de elevadores (áreas de 2600mm<sup>2</sup>): 1.4KN o 140Kg.
- Garaje (únicamente vehículos para pasajeros) 2KN/m<sup>2</sup> o 200Kg/m<sup>2</sup>

### 2.3.3. Cargas muertas

Son las cargas permanentes o, dicho en otras palabras, las cargas que no varían ni en el tiempo, ni en lugar. Para la elección de la losa colaborante se tendrá en cuenta el uso de cada planta de la edificación.

Para la elección de la losa, se recurrió al catálogo de losas colaborantes de NOVACERO, que indica:

Tipo de Novalosa: NOVALOSA 55, cuyas especificaciones están explicadas en los ANEXOS.

Además, se toman en cuenta las cargas muertas por acabados, ductos, instalaciones y paredes de mampostería, que se detallan en la siguiente tabla.

METRADO DE CARGAS		
PB-P1-P2-P3		
losa	200	kg/m <sup>2</sup>
novalosa	9	kg/m <sup>2</sup>
enlucidos y ductos	30	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	10	kg/m <sup>2</sup>
paredes	100	kg/m <sup>2</sup>
baldosas	100	kg/m <sup>2</sup>
Wpp	20	kg/m <sup>2</sup>
total	469	kg/m <sup>2</sup>

*Ilustración 6. Fuente propia*

### 2.4. Predimensionamiento en 2 alternativas.

El arte del diseño estructural está en el pre-dimensionamiento de sus elementos, puesto que de la precisión que se tenga en esta etapa, será más o menos iterativo el diseño y su convergencia al diseño estructural óptimo es de manera acelerada.

Un detalle muy importante para conocer es que cuando se construye, se lo realiza de abajo hacia arriba, pero cuando se dimensiona y diseña se lo realiza desde arriba hacia abajo.

Comparación de Alternativas.

Para la selección del material predominante en el diseño y construcción del proyecto, se ha tomado en cuenta las alternativas más comunes en el medio.

Para su elección se realizó un contraste en temas de:

- Espacio
- Peso
- Tiempo de Construcción
- Costos
- Sostenibilidad

Hormigón Armado

Columnas hormigon armado		
f'c	280	Kg/cm <sup>2</sup>
B	60	cm
H	60	cm
Po	556.92	T
Pu	495.582353	T
D/C	89%	
Dimensiones	60x60	cm

*Ilustración 7. Fuente propia*

VIGAS_HORMIGÓN ARMADO		
f'c	280	kg/cm2
B	40	cm
d	66.8889971	cm
r	4	cm
Mu	72.66	Ton-m
H	71	cm
Dimensiones	40x71	cm

Ilustración 8. Fuente propia

### Estructura Metálica

DATOS DE COLUMNA		
b	40	cm
h	40	cm
e	2.6	cm
Dimensiones	40x40x2.6	cm

Ilustración 9. Fuente propia

DIMENSIONES DE VIGA		
bf	25.00	sismico
tf	1.50	cm
h	65.00	SISMICO
tw	1.20	cm
DIMENSIONES	25x1.5-65x1.2	cm

Ilustración 10. Fuente propia

Como se puede apreciar en las tablas anteriores, La mejor alternativa a seguir, es el dimensionamiento en acero estructural, debido a las siguientes consideraciones:

Menor ocupación de espacios en elementos estructurales, ya que en hormigón armado se disminuirían los espacios, por las secciones que se necesitan utilizar para resistir las cargas gravitacionales y de sismo.

De la misma manera al requerir mayores dimensiones de los elementos estructurales, el peso de la estructura aumenta y esto encarecería los costos en la construcción de la cimentación.

En cuanto a tiempo, al contar con personal suficiente la estructura de la edificación se podrá realizar en menos de 2 meses, por el rápido ensamblaje de los elementos estructurales en contraste con una estructura de hormigón armado que se tendría que esperar alrededor de 6 meses para su construcción.

Como consecuencia, se abaratan costos y la inversión puede recuperarse en menor tiempo.

Una vez conocido el sistema de losa a utilizar y las cargas que serán asignadas al edificio, se dimensionan los diferentes elementos estructurales.

Y por último, pero no menos importante, este sistema promueve el desarrollo sostenible, debido a la menor cantidad de desperdicios y materia prima como agua, madera y demás elementos. Además, el acero es un material reciclable, pudiéndose reutilizar en cualquier otra obra o ahí mismo en una construcción complementaria.

#### **2.4.1. Viguetas, Viga Secundaria, Vigas Principales.**

Para el dimensionamiento de todos los elementos estructurales, se ha tomado en cuenta toda su resistencia como capacidad, para ser utilizada frente a la demanda de solicitaciones, es decir se utilizó el momento plástico de las secciones para garantizar que las secciones trabajen al máximo de su capacidad promoviendo la economía del proyecto, a continuación, se detalla el proceso.

Cabe recalcar que los elementos viguetas son los encargados de repartir la carga a las demás vigas más resistentes de manera puntual, es decir los elementos viguetas y viga secundaria son elementos simplemente apoyados.

En contraste las vigas principales, en sus extremos tienen restricción total a la rotación, transmitiendo de esta manera todo el momento a causa de las cargas gravitacionales y sísmicas hacia las columnas de apoyo.

Para garantizar que una sección de acero trabaje de manera eficiente es decir sin tanta holgura de resistencia, se prevé que cada sección cuente con la característica principal de ser un elemento de alta ductilidad, es decir que sufra grandes deformaciones en el rango plástico. Para esto, se verificó que los elementos que conforman un miembro sean sísmicamente compactos, cuidando que la relación ancho espesor y arriostramientos mínimos laterales de estos elementos cumplan con las disposiciones dadas en AISC 341-16, tal como se muestra en las siguientes fórmulas.

Comprobación del ala sísmica:

$$\frac{bf * tf}{2} < 0.3 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

*Ecuación 4*

Comprobación del alma sísmica:

$$\frac{h - 2 * tf}{tw} < 2.45 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

*Ecuación 5*

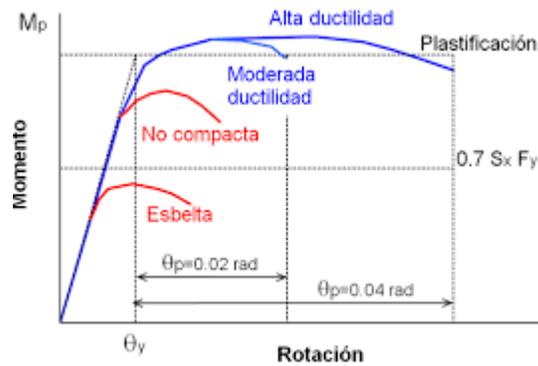


Ilustración 11. (Crissafulli, 2018). (Ductilidad debido a su relación ancho espesor)

## 2.4.2. Columnas

Para el Dimensionamiento de cada columna, se calcula el efecto que causa la superficie de carga sobre su área tributaria, añadiéndole además un factor que amplifique esa carga, debido que no se consideraba el efecto de los momentos  $y$  del sismo. Es un método análogo al de la carga equivalente, pero sin datos de las solicitaciones sobre la columna. A su vez para encontrar la capacidad de cada columna dimensionada se hizo uso de las siguientes formulas.

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}, \text{ entonces, } Fcr = \left[ 0.658 \frac{fy}{Fe} \right] fy$$

Ecuación 6.E3-2 del AISC

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}, \text{ entonces, } Fcr = 0.877 Fe$$

Ecuación 7.E3-3 del AISC

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Ecuación 8. E3-4 del AISC

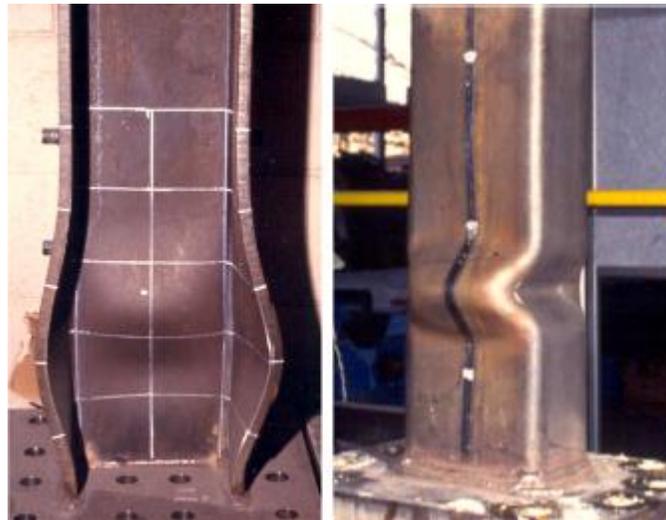
$$P_n \times \phi = F_{cr} \times A_g \times \phi$$

*Ecuación 9. E3-1 del AISC*

Cabe recalcar que en el dimensionamiento de los elementos columnas, también se debe comprobar la relación ancho-espesor para asegurar que no haya pandeo local de los miembros, tal como se muestra en la siguiente formula e imagen.

$$0.55 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} > \text{relacion ancho espesor de LA COLUMNA}$$

*Ecuación 10.*



*Ilustración 12. Pandeo Local de columnas, (Crisafulli, 2018)*

### 2.4.3. Determinación de parámetros sísmicos

El diseño de una estructura difiere de un lugar a otro, aunque sea en la misma ciudad. El hecho radica en la información del sitio en donde estará el proyecto.

Para este proyecto se definieron los parámetros que indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) en cuanto al peligro sísmico de la zona, tales como el valor “Z” que indica la zonificación sísmica, y esta puede ser desde baja hasta alta considerando valores entre (0.125-0.25-0.3-0.35-0.4-0.5), adicional a esto se consideró la geología local de donde estará situado el edificio y enlistan los siguientes tipos de perfiles en cuanto a geología Perfil A, Perfil B, Perfil C, Perfil D, Perfil E, Perfil F; para luego, con estos datos hallar valores que caracterizan los efectos de sitio como  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ .; Para finalizar con la recopilación de datos para el estudio sísmico la Norma incluye los valores  $\eta$  y  $r$  que dependen de la región de la geología y de la región respectivamente, todos estos valores se los puede encontrar en los ANEXOS que presentan las diferentes tablas de la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-2105).

En la siguiente imagen se indican los valores utilizados para la obtención del espectro de aceleraciones inelástico que se usará para el diseño basado en fuerzas.

Además, se ha incluido el factor de importancia que tiene la edificación.

Datos:		
Tipo de Suelo	D	
Z=	0.4	(Factor de Zonificación)
Fa=	1.2	(Factor de Sitio)
Fd=	1.19	(Factor de Sitio)
Fs=	1.28	(Factor de comportamiento inelástico del suelo)
$\eta$ =	1.8	(Relación de amplificación espectral)
T0=	0.13	
Tc=	0.70	
r=	1	
I=	1	
R=	5	

Ilustración 13. Fuente Propia

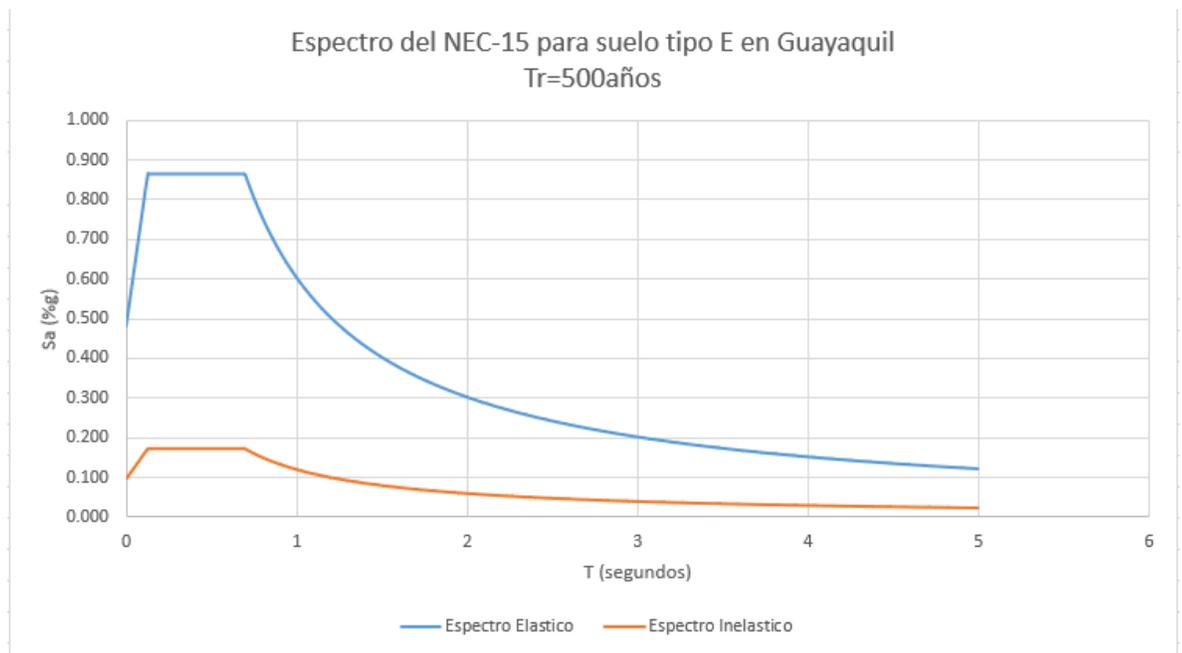


Ilustración 14. Espectro Inelástico de Diseño

#### **2.4.4. Análisis Estructural**

Dentro del análisis estructural se pueden hallar los diferentes efectos que producen las acciones externas sobre los elementos de la estructura. Sus efectos se ven reflejados en los diferentes esfuerzos sobre los elementos debido a momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales, adicionales a las deformaciones que se producen en los elementos y en las conexiones entre estos elementos. Para así, verificar si es posible realizar el diseño estructural en cuanto a requerimientos que exigen las normas vigentes.

Se pueden realizar varios tipos de análisis entre estos los análisis estático y dinámico. Para este proyecto se realizó los dos tipos de análisis, el análisis estático equivalente y el análisis dinámico modal espectral, dejando fuera del alcance de este trabajo el análisis dinámico historia en el tiempo.

#### **2.4.5. Chequeo de Estabilidad y Derivas**

En el diseño estructural se debe verificar que las condiciones de rigidez se cumplan, para luego hacer un diseño por resistencia, para esto, se constató que las deformaciones en la estructura sean menores que las permisibles dadas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), para así salvaguardar la estabilidad y seguridad de la estructura.

#### **2.4.6. Diseño Estructural**

Una vez que las condiciones de rigidez de la estructura estuvieron dentro del rango permitido, se procedió al diseño por resistencia de cada elemento estructural, teniendo en cuenta la jerarquización estructural que debe

seguirse, conocido como diseño por capacidad. Para esto se comprobaron varios criterios como de ductilidad, criterio columna fuerte-viga débil, y que la resistencia global de la estructura no tenga cambios abruptos en los diferentes niveles de edificación ya que esto podría generar pisos débiles.

En cuanto a lo más específico en este proyecto consistió en el diseño de una conexión entre vigas y columnas que sean parte del sistema resistente a cargas laterales, que garantice una correcta distribución de esfuerzos en los elementos y así se formen los fusibles sísmicos en los extremos de las vigas.

#### **2.4.7. Detallamiento**

Es de conocimiento general que las estructuras se comportan como se construyen, mas no, como se diseñen, por lo tanto, es importante que los planos contengan coherencia en cuanto a lo diseñado. Los planos deben contener un detallamiento específico y claro, para que en obra se realice, tal cual el proyectista estructural haya concebido su diseño. Si en la construcción no se respeta lo que indican en los planos el diseñador estructural queda fuera de responsabilidad alguna, en el caso de un mal comportamiento estructural.

En cuanto al detallamiento de los planos estructurales, se indica las medidas de los diferentes elementos estructurales que constan en la parte de la cimentación (Subestructura) y el edificio (Superestructura), teniendo en cuenta elementos y conexiones.

### **2.5. Diseño Sanitario**

En el diseño sanitario se buscó dotar de calidad y cantidad de agua suficiente para satisfacer las necesidades de los usuarios, utilizando el método simultaneidad

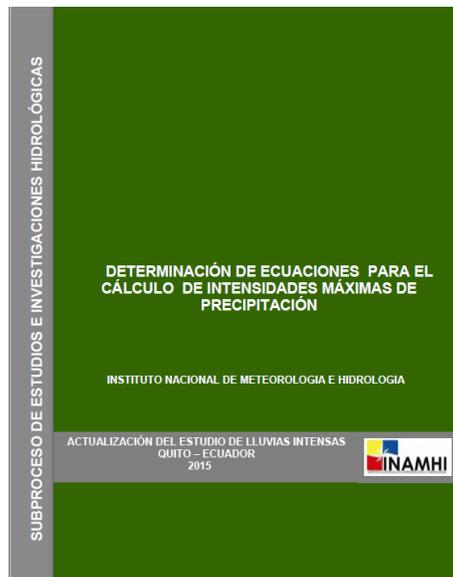
buscando el máximo caudal probable en la edificación. Cabe recalcar que no todos los días se utilizaran todos los aparatos sanitarios.

De acuerdo con las necesidades del proyecto se calculó la capacidad de la cisterna para que abastezca un día en caso de no recibir suministro por parte de la red.

Para su dimensionamiento y diseño se toma en cuenta valores probabilísticos de demanda en el edificio, haciendo uso del método de simultaneidad.

El diseño de aguas servidas se realiza en base al método de unidades de descargas de Hunter, teniendo en cuenta siempre las presiones y velocidades en las tuberías, para así evitar el daño de estas.

En cuanto al dimensionamiento y diseño del sistema de aguas lluvias, se establecen áreas aportantes a cada sumidero y estos valores se los obtiene de los planos arquitectónicos, adicional a esto, la cuantificación de lluvia que el edificio tendría que drenar se lo realiza en la base a las intensidades de lluvia del sector haciendo uso del trabajo investigativo que provee el INHAMI, el mismo que se muestra en la siguiente imagen.



*Ilustración 15. INAMHI, 2015*

## **2.6. Consideraciones geotécnicas**

Con la ausencia de un estudio geotécnico propio del sitio de construcción se solicitó a la empresa GECIMIENTOS S.A. información referente a la exploración que realizó a 200 metros de la ubicación del proyecto. La información corresponde a un sondeo de 8.00 metros de profundidad realizado mediante el método de percusión y lavado acorde a la norma ASTM D1586.

- Primer estrato: La exploración geotécnica define la existencia de un relleno de 3.00 metros desde la superficie compuesto por material granular con presencia de finos. La capa presenta una humedad ( $w$ ) promedio de 6%, con un LL de 45% y un IP de 20%.
- Segundo estrato: A continuación, se presenta una capa de un metro, desde los 3.00 hasta los 4.00 metros de profundidad la capa está compuesta por una arcilla de alta plasticidad con 78% de humedad, LL de 86% e IP de 62.

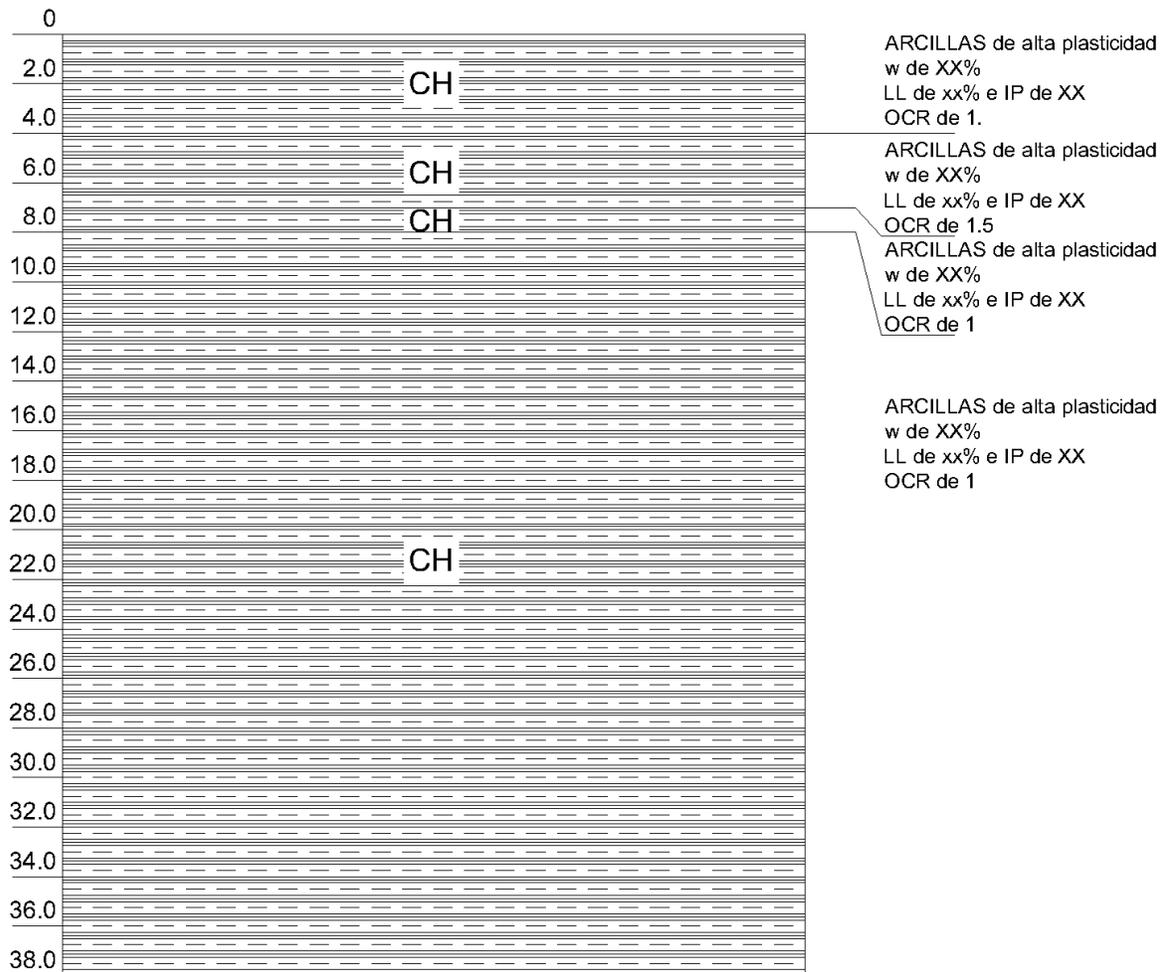
- Tercer Estrato: A partir de los 4.00 hasta los 7.00 metros de profundidad se encuentra una capa de arcilla de alta plasticidad con una humedad promedio de 108%, un LL de 101% y un IP de 72.
- Cuarto Estrato: Desde los 7.00 hasta los 8.00 metros, donde termina la exploración, se puede encontrar material CH con humedad naturales de 44%, LL promedio de 53% y un IP de 35.

Debido a que el mejoramiento no refleja las condiciones esperadas del terreno para los efectos de análisis de capacidad de carga y asentamientos la capa de suelo entre la superficie y los 3.00 metros será considerada con el mismo material de la segunda capa.

A partir de los 8.00 metros de profundidad, al no existir datos adicionales, ni cercanos del suelo, se utilizó la información correspondiente al Documento de Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la NEC 2011, publicada por la SGR. El material esperado se lo define como un CH con una humedad probable de 69%, LL de 86% y un IP de 56.

### **2.6.1. Perfil estratigráfico**

El perfil del suelo con base a lo previamente considerado fue considerado como regular y homogéneo según lo muestra el siguiente gráfico.



*Ilustración 16. Perfil estratigráfico del suelo considerado para análisis geotécnicos en el área del proyecto. Fuente propia.*

Debido a la transmisión de esfuerzos para el caso de una losa de cimentación, la profundidad requerida para el análisis es de hasta 38.00 metros a partir de la superficie. A esta profundidad los esfuerzos transmitidos son inferiores al 10% de acuerdo con la teoría de Boussinesq (Das, 2008).

## 2.7. Alternativas

### 2.7.1. Cimentación Superficial

Para el análisis de la cimentación superficial se diseñó una losa de cimentación que se ubicará en la zona del sótano. La losa no requerirá excavación adicional y proporcionará soporte a la estructura a la vez que funcionará como base del sótano.

La capacidad de carga de la losa fue analizada a través de la fórmula de Meyerhof que considera aspectos de forma y desplante de la estructura de cimentación.

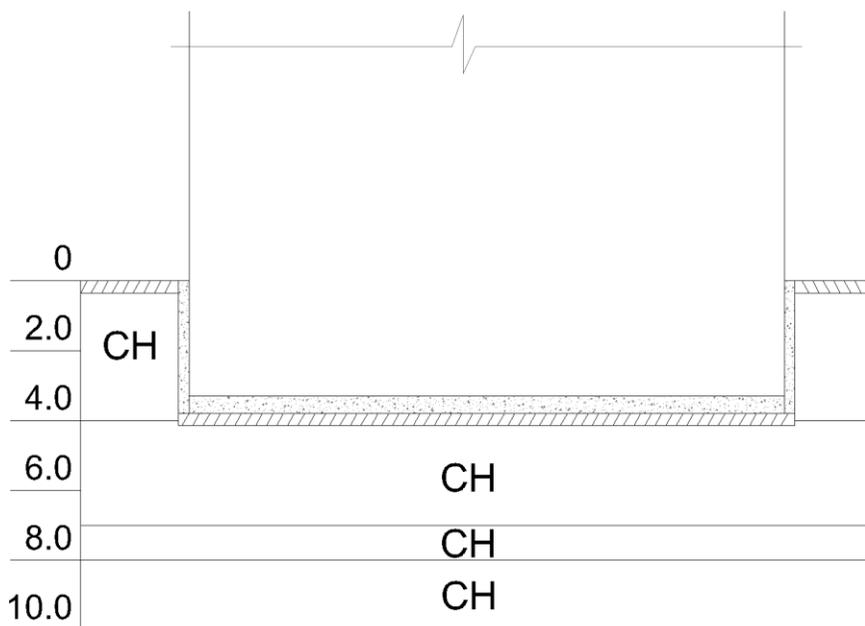


Ilustración 17. Concepto de la implementación de losa de cimentación en la edificación (Fuente propia).

La capacidad de carga analizada para las dimensiones del sótano con un largo de 33.54 metros y un ancho de 17.00 metros se pueden ver en la siguiente tabla.

El análisis de asentamientos fue realizado considerando la característica de la cimentación compensada, en donde la presión del material excavado para la construcción del sótano implica una presión en dirección opuesta a la de descarga, significando un alivio para la presión transmitida.

## **CAPÍTULO 3**

### **3. ANÁLISIS DE RESULTADOS**

#### **3.1. Diseño de elementos estructurales**

##### **3.1.1. Diseño de losas**

Para el diseño de la losa se tomará en cuenta las condiciones de resistencia y de servicio. Cuando se trata de condiciones de resistencia, los parámetros más importantes son los momentos flectores y fuerzas cortantes internas que desarrollará los diferentes elementos que conforman la losa. Todos los esfuerzos que se generen en los elementos deberán ser menores a los aceptables por cada elemento.

Para las condiciones de servicio, básicamente se trata la rigidez del miembro estructural, para garantizar así el confort y bienestar de las personas que harán uso de la estructura, es decir, no deben aparecer deformaciones visibles al ojo humano, ni generarse vibraciones en la losa, ya que esto produce malestar y miedo en los ocupantes del edificio.

En la actualidad, se cuenta con sistemas constructivos que abaratan costos y peso de la estructura por la eficiencia de los materiales en cuanto a su arreglo geométrico.

Para el diseño y construcción de losas se cuenta con el sistema steeldeck o losa colaborante, que consiste en una plancha de acero estructural galvanizado con arreglo trapezoidal, dotando de beneficios como la eliminación o la no necesidad de acero de refuerzo inferior y reduciendo el peso en contraste con una losa convencional.

Para el correcto funcionamiento de este sistema, se debe hacer uso de los elementos necesarios para una correcta combinación entre la plancha de acero estructural galvanizada y el hormigón que conformará la losa.

Se debe generar una la suficiente adherencia tal que se pueda tratar de un elemento compuesto, es decir que el acero y el hormigón sean uno solo, en otras palabras, que exista compatibilidad de deformaciones.

### **3.1.2. Corrección de Cortante**

A continuación, se verifica los cortantes en la base, tanto por el análisis estático y por el análisis dinámico.

En concordancia con la norma vigente se han tenido en cuenta los siguientes chequeos:

Que el cortante calculado por el análisis modal sea mayor que al menos el 85% del cortante obtenido en el análisis estático equivalente.

Para esta comprobación se ha tenido en cuenta que el entrepiso de sótano no participa en el evento sísmico ya que no aportan al sistema resistente a cargas sísmicas, debido a su rigidez se mueve en conjunto con el suelo y su diseño se fundamenta en las cargas por presión del suelo y de agua., por lo tanto, la masa y cortante que se toma en cuenta es por encima del nivel del sótano.

Análisis Estático		
Peso Sísmico	582.8	T
Cs	0.173	
Cortante Sísmico	100.8244	T
0.85*Cortante Sísmico	85.70074	T

*Ilustración 18. Cortante Basal Estático*

Cortante Dinámico - X	67.45	T
Cortante Dinámico - Y	69.9	T

*Ilustración 19. Cortantes Basales X, Y*

En la siguiente imagen se indica los factores de corrección de cortante para cada dirección.

Corrección X	1.27058176
Corrección Y	1.22604778

*Ilustración 20. Corrección de Cortante*

La corrección de los cortantes en la base nos permite realizar los distintos análisis relacionados a los desplazamientos de la estructura.

### 3.1.3. Análisis Modal

Se verificó que los factores de participación de masas sean mayores al 90% en las dos direcciones como establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción, para eso se establecieron 15 modos de vibración, aunque en niveles inferiores ya se alcanza la participación de masa necesaria, tal como se muestra en la figura.

PORCENTAJE DE PARTICIPACION DE MASAS														
CASO	MODO	PERIODOS	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.724	0.8357	0.0004	0	84%	0%	0	0.0001	0.179	0.0008	0.0001	0.179	0.0008
Modal	2	0.681	0.0005	0.8281	0	84%	83%	0	0.1807	0.0001	0.0063	0.1807	0.1791	0.0071
Modal	3	0.512	0.0007	0.0048	0	84%	83%	0	0.0023	0.0001	0.8309	0.183	0.1793	0.838
Modal	4	0.227	0.1112	0.00004065	0	95%	83%	0	0.0003	0.6665	0.0001	0.1833	0.8458	0.8381
Modal	5	0.208	0.0001	0.1133	0	95%	95%	0	0.6613	0.0004	0.001	0.8446	0.8461	0.8391
Modal	6	0.16	0.0001	0.0017	0	95%	95%	0	0.0075	0.0007	0.1107	0.8521	0.8469	0.9498
Modal	7	0.125	0.0398	0.00002259	0	99%	95%	0	0.0001	0.1049	0.0001	0.8522	0.9517	0.9498
Modal	8	0.114	0.00003932	0.038	0	99%	99%	0	0.0942	0.0001	0.0008	0.9464	0.9518	0.9506
Modal	9	0.089	0.0103	0.00001204	0	100%	99%	0	0.0001	0.0425	0.0000155	0.9464	0.9943	0.9507
Modal	10	0.087	0.00004425	0.0015	0	100%	99%	0	0.0039	0.0001	0.0381	0.9503	0.9945	0.9888
Modal	11	0.08	0.00002376	0.0095	0	100%	100%	0	0.0402	0.0001	0.0002	0.9905	0.9946	0.9889
Modal	12	0.069	0	0.00002858	0	100%	100%	0	0.0001	0	0.00001487	0.9906	0.9946	0.989
Modal	13	0.066	0	0.0001	0	100%	100%	0	0.0004	0	0.0001	0.991	0.9946	0.9891
Modal	14	0.064	0.0001	0.0003	0	100%	100%	0	0.0012	0.0003	0.0013	0.9922	0.9949	0.9904
Modal	15	0.063	0.000001452	0	0	100%	100%	0	0.000001669	0.000004847	0.000003316	0.9922	0.9949	0.9904

Ilustración 21. Factor de Participación de Masas (Propia)

Además, se verificó que la participación modal de masa en la rotación en dirección Z sea menor que el 20% en los dos primeros modos.

### 3.1.4. Derivas admisibles

Una vez que se haya corregido el cortante en la base se procedió a verificar el diseño por estabilidad y sus deformaciones, para comparar con los valores permisibles de la norma, en la que como límite establece una máxima deriva de entrepiso del 2%.

Las derivas máximas que nos provee el software son derivas elásticas, para poder comparar con la deriva admisible debe ser la deriva inelástica.

$$\Delta m = 0.75 \times R \times \Delta e \leq 2\%$$

Ecuación 11

$\Delta m$ : Deriva máxima inelástica

$\Delta e$ : Deriva elástica que provee el software

R: Factor de Reducción

SISMO-DIR-X					
PISO	ALTURA	X-Dir	Y-Dir	R=	5
	m			X-Dir	Y-Dir
Story5	15.7	0.001296	0.000392	0.5%	0.1%
Story4	12.6	0.001957	0.000647	0.7%	0.2%
Story3	9.5	0.002478	0.000844	0.9%	0.3%
Story2	6.4	0.002072	0.000748	0.8%	0.3%
Story1	3	0.000028	0.000041	0.0%	0.0%
Base	0	0	0	0.0%	0.0%

Ilustración 22- Derivas por sismo en X

SISMO-DIR-Y					
PISO	ELEVACION	X-Dir	Y-Dir	R=	5
	m			X-Dir	Y-Dir
Story5	15.7	0.000084	0.002466	0.0%	0.9%
Story4	12.6	0.000062	0.003783	0.0%	1.4%
Story3	9.5	0.000032	0.00477	0.0%	1.8%
Story2	6.4	0.00005	0.00419	0.0%	1.6%
Story1	3	0.000001	0.00026	0.0%	0.1%
Base	0	0	0	0.0%	0.0%

Ilustración 23. Derivas por sismo en dirección Y

### 3.1.5. Análisis torsional

Para esto se ha establecido una función de espectro, para realizar el análisis modal espectral.

Para asignar el sismo a la edificación se utilizó el espectro antes mencionado y se le asignó una excentricidad del 5%. Una vez establecidos estos parámetros se chequea planta a planta la irregularidad torsional.

La revisión por planta se realizará en cada dirección.

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	
			m	m		
Story5	SX-MAE Max	X	0.004016	0.003905	1.028	OK
Story5	SX-MAE Max	Y	0.001214	0.001147	1.059	OK
Story4	SX-MAE Max	X	0.006066	0.00592	1.025	OK
Story4	SX-MAE Max	Y	0.002006	0.001866	1.075	OK
Story3	SX-MAE Max	X	0.007681	0.007499	1.024	OK
Story3	SX-MAE Max	Y	0.002616	0.002389	1.095	OK
Story2	SX-MAE Max	X	0.007045	0.006863	1.027	OK
Story2	SX-MAE Max	Y	0.002542	0.002241	1.134	OK
Story1	SX-MAE Max	X	0.000085	0.000058	1.462	OK
Story1	SX-MAE Max	Y	0.000123	0.000071	1.746	OK

Ilustración 24. Chequeo de Irregularidad Torsional por Sismo en X

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	
			m	m		
Story5	SY-MAE Max	X	0.00129	0.001227	1.051	OK
Story5	SY-MAE Max	Y	0.003859	0.003719	1.038	OK
Story4	SY-MAE Max	X	0.001956	0.001859	1.052	OK
Story4	SY-MAE Max	Y	0.006426	0.006038	1.064	OK
Story3	SY-MAE Max	X	0.002485	0.00236	1.053	OK
Story3	SY-MAE Max	Y	0.0084	0.00772	1.088	OK
Story2	SY-MAE Max	X	0.0023	0.002171	1.059	OK
Story2	SY-MAE Max	Y	0.008173	0.007237	1.129	OK
Story1	SY-MAE Max	Y	0.000404	0.000232	1.746	OK

Ilustración 25. Chequeo de Irregularidad Torsional por Sismo en Y

### 3.1.6. Índice De Estabilidad

Para asegurarnos que la estructura no sea potencialmente inestable cumpliendo según lo que indica la NEC 2015.

- Se debe cumplir que  $Q_i \leq 0.3$ , para que no se considere la estructura potencialmente inestable.
- Si  $Q_i \leq 0.3$ , no se necesitan considerar los efectos P-DELTA.
- Si  $0.1 \leq Q_i \leq 0.3$  se deben considerar los efectos P-DELTA, considerando un factor de mayoración.

	SISMO-X	VX	Peso	Deriva	Q	CHEQUEO 1	CHEQUEO 2
Story5	SX-MAE Max	23.142	166.344	0.001691	0.012155	ESTABLE	NO SE CONSIDERAN EFECTOS P-DELTA
Story4	SX-MAE Max	53.9043	628.085	0.002588	0.030155	ESTABLE	NO SE CONSIDERAN EFECTOS P-DELTA
Story3	SX-MAE Max	75.278	1089.83	0.003233	0.046805	ESTABLE	NO SE CONSIDERAN EFECTOS P-DELTA
Story2	SX-MAE Max	85.6651	1551.57	0.002239	0.040553	ESTABLE	NO SE CONSIDERAN EFECTOS P-DELTA

Ilustración 26. Índice de Estabilidad Sismo Dirección X

	SISMO-Y	VY	Peso	Deriva	Q	CHEQUEO 1	CHEQUEO 2
Story5	SY-MAE Max	23.8293	166.344	0.001626	0.011351	ESTABLE	NO SE CONSIDERAN EFECTOS P-DELTA
Story4	SY-MAE Max	56.0399	628.085	0.002701	0.030272	ESTABLE	NO SE CONSIDERAN EFECTOS P-DELTA
Story3	SY-MAE Max	78.1994	1089.83	0.003414	0.047579	ESTABLE	NO SE CONSIDERAN EFECTOS P-DELTA
Story2	SY-MAE Max	88.7847	1551.57	0.002395	0.041854	ESTABLE	NO SE CONSIDERAN EFECTOS P-DELTA

Ilustración 27. Índice de Estabilidad Sismo Dirección Y

### 3.1.7. Diseño de Conexiones

Se jerarquizó cada elemento estructural con el fin de alcanzar un buen desempeño estructural, manteniendo el grado de importancia como se sigue en la siguiente lista:

- Conexión
- Columnas
- Vigas

Habiéndose chequeado la capacidad y respectivas demandas de vigas y columnas se procedió al diseño de las conexiones.

## **Conexión con viga de sección reducida**

### General

La Conexión con Viga de Sección Reducida (CVSR) es una conexión totalmente restringida (TR). Este tipo de conexión tiene un corte, generalmente de radio circular, en el ala superior e inferior de la viga, localizado en la zona adyacente a la conexión viga - columna. El objetivo de practicar este corte en esta zona es el de forzar la formación de la articulación plástica dentro de la sección reducida de la viga.

### Sistemas estructurales

La Conexión con Viga de Sección Reducida (CVSR) es una conexión precalificada para ser usada en Pórticos Especiales a Momento (SMF) siempre y cuando se cumplan las limitaciones estipuladas en las limitaciones tanto de vigas como columnas

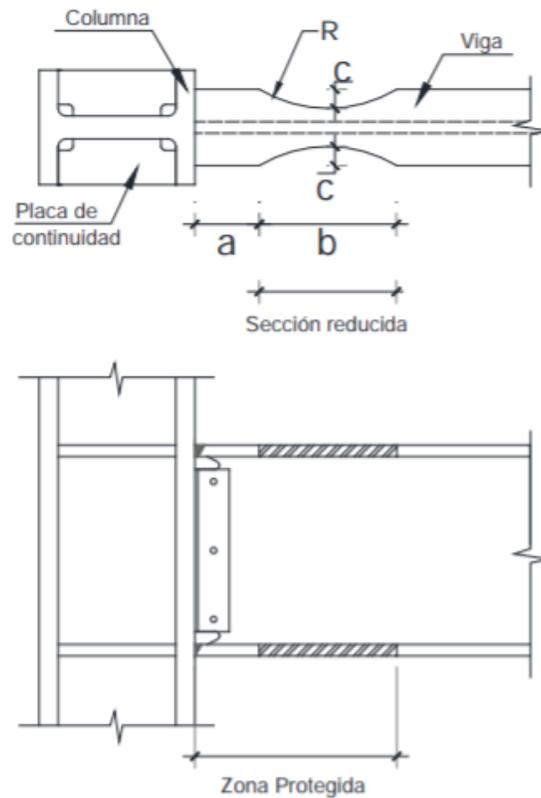


Ilustración 28. Detalle conexión RBS, AISC 2016

## Límites de precalificación

### Limitaciones de vigas

Las vigas deben satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las vigas pueden ser laminadas o armadas
- Altura máxima de la viga  $h = 92\text{cm}$
- Peso máximo de la viga  $447\text{ kg/m}$
- Espesor máximo del patín  $t_f = 44\text{mm}$
- Relación mínima entre  $L/h = 7$  para SMF y  $5$  para IMF

- Relación ancho/espesor del patín máximo  $0,30\sqrt{E/fy}$  para alta ductilidad (SISMICO) y  $0,38\sqrt{E/fy}$  para moderada ductilidad (COMPACTO)
- La zona protegida será la distancia desde la cara de columna hasta el termino de la sección reducida

### Limitaciones de columnas

Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las columnas pueden ser laminadas o armadas
- La viga debe ser conectada al patín de la columna
- Ancho máximo de la columna 92 cm para laminadas y 61 cm para columnas armadas
- No existe límite de peso de las columnas
- No hay límites de espesor de patín de columnas
- La relación ancho espesor del patín y alma de las columnas deben cumplir el requerimiento  $0,55\sqrt{E/fy}$  para alta ductilidad (SISMICO) y  $0,64\sqrt{E/fy}$  para moderada ductilidad (COMPACTO)

### Limitaciones para las conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna deben satisfacer las siguientes limitaciones:

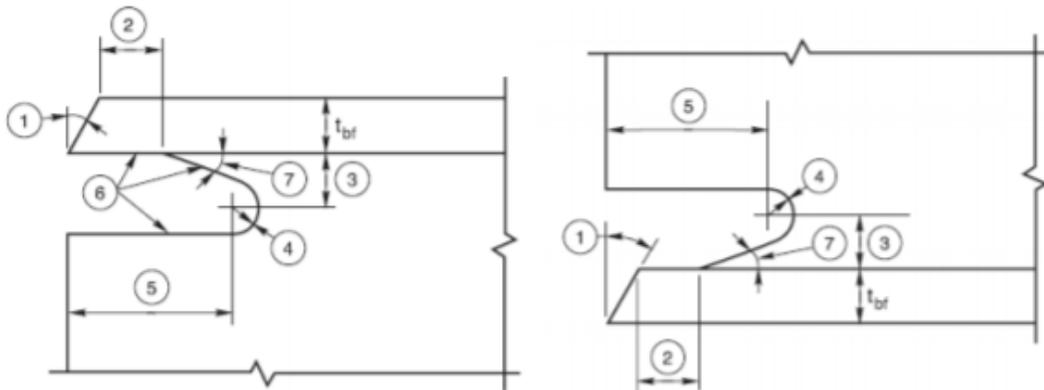
- I. La zona de panel debe cumplir los requerimientos de la Sección 8.1 85
- II. El criterio de columna fuerte – viga débil debe cumplir los requerimientos de la Sección 8.1 El valor de  $\Sigma M^*pv$  debe tomarse igual a  $\Sigma(Mpr+ Mv)$ , donde Mpr es el máximo momento probable en el centro de la sección reducida y es igual a  $CprRyFyZe$ , y Mv es igual a  $VVSR(a + b/2 + dC/2)$ , donde VVSR es el cortante en el centro de la

sección reducida de la viga, a y b son dimensiones mostradas en la Figura 15, y dc es el peralte de la columna.

### Limitaciones para la conexión entre el ala de la viga y el ala de la columna

La conexión entre el ala de la viga y el ala de la columna debe satisfacer las siguientes limitaciones:

- I. Las alas de la viga deben estar conectadas al ala de la columna por medio de soldadura de ranura de penetración completa (SRPC). Las soldaduras del ala de la viga deben realizarse de acuerdo con los requerimientos de la soldadura de demanda crítica.
- II. La geometría de los agujeros de acceso debe tener la forma tal como se muestra en la Figura 19 La superficie del agujero de acceso debe tener una rugosidad que no exceda los 13  $\mu\text{m}$ , y debe estar libre de imperfecciones y agujeros; en caso de haberlos, éstos deben ser reparados tal como lo requiera el fiscalizador de estructuras. Los agujeros de acceso son prohibidos en el alma de la viga junto a la placa de extremo en una conexión empernada a momento.



Los agujeros de acceso deben cumplir con los siguientes requerimientos (ver Figura 19):

- I. Bisel requerido para la soldadura de ranura de penetración completa.
- II. Mayor valor entre  $t_{bf}$  o 13 mm (más  $\frac{1}{2}t_{bf}$ , o menos  $\frac{1}{4}t_{bf}$ ).
- III.  $\frac{3}{4} t_{bf}$  a  $t_{bf}$ , mínimo 19 mm ( $\pm 6$  mm).
- IV. Mínimo 10 mm de radio.

- V. 3 tbf ( $\pm 13$  mm)
- VI. Ver FEMA-353, "Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for
- VII. Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications" para detalles de
- VIII. fabricación incluido métodos de corte y requerimientos de acabado superficial.
- IX. 86
- X. Las tolerancias no se deben acumular en la medida que el ángulo del agujero de
- XI. acceso corte la superficie del ala exceda los  $25^\circ$

#### Limitaciones para la conexión entre el alma de la viga y el ala de la columna

La conexión entre el alma de la viga y el ala la columna deberá satisfacer las siguientes limitaciones:

- I. La resistencia requerida a cortante de la conexión de la viga deberá satisfacer lo indicado en el paso 8 de la Sección 9.1 (Placa de continuidad para alas de viga).
- II. El alma de la viga deberá estar conectada al ala de la columna mediante soldadura de ranura de penetración completa que deberá extenderse entre los agujeros de acceso de la soldadura. Está permitido que la placa de conexión a corte sea usada como barra de respaldo para la soldadura de penetración completa. El espesor de la placa debe ser de 10 mm mínimo. No se requiere de platinas de respaldo lateral en los extremos de la soldadura en el alma de la viga. Se permite agujeros para pernos en el alma de la viga para las labores de montaje.

#### Limitaciones para la conexión entre el alma de la viga y la columna

La reducción en la sección de la viga deberá ser realizada mediante corte térmico para lograr una curva suave. La rugosidad máxima en la superficie del corte debe ser de 13 micrones de acuerdo con ANSI B46.1 y medido usando la muestra 4 de la AWS C4.1-77 o similar. Todas las transiciones entre la sección reducida de la viga y el ala no modificada de la viga deberán ser redondeadas en la dirección del largo del ala para minimizar imperfecciones que ocasionen transiciones bruscas. Las esquinas entre la superficie de la

sección reducida y el ala superior e inferior de la viga deberán ser pulidas para remover bordes afilados. No se requiere de biseles o radios mínimos. Las tolerancias para el corte térmico son de  $\pm 6$  mm desde la línea teórica de corte. El ala efectiva de la viga en cualquier sección debe tener una tolerancia de  $\pm 10$  mm. Imperfecciones o agujeros que se presenten en el corte térmico de la superficie de la VSR deberán ser reparadas mediante pulido a una profundidad no mayor a 6 mm. El área con imperfecciones deberá ser alisada mediante pulido para que exista una transición suavizada, y la longitud total del área pulida no deberá ser menor que cinco veces la altura de las trazas removidas a cada lado de la misma. Si existe una imperfección profunda, el área debe ser inspeccionada mediante el ensayo de partículas magnéticas (MT) después del pulido para asegurar que la altura total de la muesca haya sido removida. No se permite que el pulido incremente más de 6 mm el corte de la VSR. Imperfecciones o agujeros que excedan 6 mm de profundidad, pero que no excedan los 12 mm, y aquellas imperfecciones o agujeros que hayan sido reparadas mediante pulido y que incremente el peralte efectivo del corte de la VSR debajo de la tolerancia permitida, deberán ser reparadas con soldadura. Se deberán remover las imperfecciones o agujeros y pulir hasta obtener un radio suavizado y no menor a 6 mm para la preparación de la soldadura. El área reparada debe ser precalentada a una temperatura de 150°F o el valor especificado en la Tabla 5.2 de la AWS D1.1, el mayor de ambos, medido desde la zona de la soldadura a reparar. Imperfecciones y agujeros que excedan los 12 mm de profundidad deberán ser reparados sólo mediante un método aprobado por el Fiscalizador de estructuras.

### **Procedimiento de diseño**

**Paso 1.** Determinar los valores de “a”, “b” y “c” de la figura 16, de acuerdo a los siguientes límites

$$0.5bf \leq a \leq 0.75bf$$

*Ecuación 12*

$$0.65 d \leq b \leq 0.85 d$$

*Ecuación 13*

$$0.1 bf \leq c \leq 0.25 bf$$

*Ecuación 14*

Donde:

bf: Ancho del ala de la viga

d: Peralte de la viga

a: Distancia desde la cara de la columna hasta donde empieza el corte de la viga de sección reducida (VSR).

b: Longitud del corte de la viga de sección reducida (VSR)

c: Profundidad del corte al centro de la viga de sección reducida

**Paso 2.** Cálculo del Módulo Plástico de la viga al centro de la viga de sección reducida,  $Z_{VSR}$ .

$$Z_{VSR} = Z_v - 2ct_f(d - tf)$$

*Ecuación 15*

Donde:

tf: Espesor del ala de la sección

$Z_v$ : Módulo plástico de la sección transversal de la viga

d: Peralte de la viga

$Z_{VSR}$ : Módulo plástico en la viga de sección reducida

**Paso 3.** Cálculo del máximo momento probable al centro de la viga de sección reducida,  $M_{pr}$ .

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{VSR}$$

*Ecuación 16*

$$C_{pr} = \left( \left( F_y + \frac{F_u}{2F_y} \right) \leq 1.2 \right)$$

*Ecuación 17*

Donde:

$C_{pr}$ : Factor ya definido en la sección 9.2 de la NEC

$M_{pr}$ : Momento máximo probable al centro de la viga de sección reducida

$F_y$ : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

$F_u$ : Resistencia mínima a la tensión especificada para el tipo de acero usado

**Paso 4.** Cálculo de la fuerza cortante al centro de la viga de sección reducida,  $V_p$ .

$$V_{VSR} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_g$$

*Ecuación 18*

Donde:

$V_{VSR}$ : Mayor de los dos valores de la fuerza cortante en el centro de la viga de sección reducida en cada extremo de la viga

$L_h$ : Distancia entre articulaciones plásticas

$V_g$ : Fuerza cortante en la viga que resulta de la siguiente combinación de carga:  $1.2D+f_1L$  en donde  $f_1$  es el factor de carga determinado según el capítulo 1, pero no puede ser menor a 0.5

**Paso 5.** Cálculo del máximo momento probable en la cara de la columna  $M_f$

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h$$

*Ecuación 19*

$$S_h = a + b/2$$

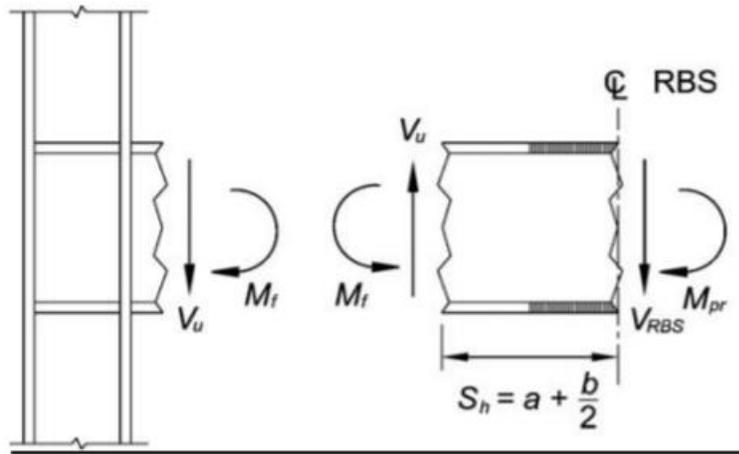
*Ecuación 20*

Donde:

$M_f$ : Máximo momento probable en la cara de la columna

$M_{pr}$ : Distancia desde la cara de la columna hasta el centroide de la articulación plástica

$S_h$ : Máximo momento probable en la articulación plástica



**Paso 6.** Cálculo del momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia probable  $M_{pe}$

$$M_{pe} = R_y * Z_v * F_y$$

*Ecuación 21*

Donde:

$R_y$ : Factor de esfuerzo de fluencia probable

$F_y$ : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

$Z_v$ : Módulo plástico de la viga

**Paso 7.** Determinar si se cumple la siguiente condición

$$M_f = \phi d * M_{pe}$$

*Ecuación 22*

Donde:

$M_f$ : Máximo momento probable en la cara de la columna

$M_{pe}$ : Esfuerzo de fluencia probable

$\phi_d: 1$

**Paso 8.** Determinar la resistencia requerida al cortante  $V_u$  de la viga y en la conexión viga-columna

$$V_U = V_{RBS} * V_g$$

*Ecuación 23*

Donde:

$V_u$ : Resistencia requerida al cortante de la viga en la conexión viga-columna

$V_g$ : Fuerza cortante debió a las Vargas gravitacionales en el sector de la viga comprendiendo entre la cara de la columna y el centroide de la articulación plástica

**Paso 9.** Diseño de la placa de cortante en la unión alma de la viga con ala de la columna

$$\phi_v V_v \geq V_u$$

*Ecuación 24*

$$\phi_v V_v = \phi_v d_{pc} t_{pc} F_{ypc}$$

*Ecuación 25*

Donde:

$\phi_v$ : Resistencia de diseño de la placa de cortante

$V_u$ : Resistencia requerida al cortante de la viga y en la conexión viga- columna

$F_{ypc}$ : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado de la placa de cortante

$d_{pc} t_{pc}$ : Peralte y espesor de la placa de cortante

**Paso 10.** Diseño de la zona de panel

$$\phi R_n \geq R_u$$

*Ecuación 26*

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d - t_f}$$

*Ecuación 27*

Donde:

$\phi R_n$ : Resistencia de diseño de la zona de panel

$R_u$ : Resistencia requerida al cortante de la zona de panel

$d, t_f$ : Peralte y espesor del ala de la viga

**Paso 11.** Diseño de la placa de continuidad

Revisar requerimientos de la Sección 9.1 (Placa de continuidad para alas de viga).

**Paso 12.** Chequeo de criterio de columna fuerte – viga débil.

Revisar requerimientos de Sección 8.1 (Criterio de columna fuerte-viga débil).

### 3.1.8. Capacidad de Carga admisible

La capacidad de carga última del suelo fue determinada a partir de las propiedades geotécnicas que se determinaron en la exploración geotécnica próxima, estas propiedades son combinadas con la configuración geométrica de la cimentación a implementarse obteniendo así un valor de presión que provocaría la falla en el suelo. La capacidad admisible es determinada a partir de esta capacidad última que es fraccionado en base a un FS determinado por la NEC-11.

El análisis fue la capacidad de carga última del suelo fue realizado utilizando la ecuación de Meyerhof (1963) que a diferencia de la inicialmente propuesta por Terzaghi (1943), añade factores adicionales que modifican la capacidad de carga acorde a la forma y profundidad de la cimentación.

El factor principal para la definición de la capacidad de carga serán las dimensiones B (ancho) y L (largo) del elemento de cimentación, estas dimensiones proporcionarán factores  $s_c$ ,  $s_q$  y  $s_y$ , que son considerados como los factores de forma.

Debido a que el subsuelo considerado está conformado por suelos arcillosos se ha decidido analizar el caso más crítico para el cálculo de capacidad portante para estos suelos, que ocurre cuando solo su propiedad cohesiva  $c'$  es considerada; en otras palabras, estos suelos no tienen ángulo de fricción interna ( $\phi' = 0$ ).

Finalmente, la relación entre la profundidad de desplante ( $d_f$ ) y la dimensión B de la cimentación determina los factores de profundidad  $d_c$ ,  $d_q$  y  $d_y$ . El Anexo detalla el cálculo de cada uno de estos factores además de presentar un cuadro completo con la formulación de dichos parámetros. A continuación, se presentan las consideraciones y los resultados para la capacidad de carga.

**Tabla 1. Valores considerados y resultados para análisis de capacidad de carga a 3,50 metros de profundidad.**

<b>Dimensiones de cimentación</b>		
<b>L (m)</b>	<b>B (m)</b>	<b><math>d_f</math> (m)</b>
33.54	17.00	3.50
<b>Propiedades del suelo</b>		
<b><math>c'</math> (T/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>	<b><math>\gamma</math> (T/m<sup>3</sup>)</b>
1.50	1.50	1.43
<b>Nivel Freático</b>		
1.90 m		
<b>Factores de Carga</b>		
<b>Meyerhof (1951)</b>		
<b><math>N_c</math></b>	<b><math>N_q</math></b>	<b><math>N_y</math></b>

5.50	1.14	0.01
<b>Factores de Forma</b>		
<b>Meyerhof (1963)</b>		
<b>S<sub>c</sub></b>	<b>S<sub>q</sub></b>	<b>S<sub>y</sub></b>
1.11	1.05	1.05
<b>Factores de Prof.</b>		
<b>Meyerhof (1963)</b>		
<b>d<sub>c</sub></b>	<b>d<sub>q</sub></b>	<b>d<sub>y</sub></b>
1.04	1.02	1.02
<b>Capacidad de carga del suelo</b>		
<b>q<sub>ult</sub></b>	<b>FS</b>	<b>q<sub>adm</sub></b>
1307	3.00	4.62

La capacidad admisible para la losa de cimentación de 507.21 m<sup>2</sup> es de 4.62 T/m<sup>2</sup> que cumple satisfactoriamente con respecto a las cargas de servicio transmitidas por la infraestructura que suman un total de 2.85 T/m<sup>2</sup>.

La capacidad de carga admisible es una cantidad que cambia de manera no lineal y se verá afectado por las consideraciones previamente expuestas. Se presenta un gráfico en donde se muestra, para la cimentación analizada, los cambios de carga admisible con respecto a la profundidad de desplante. El anexo muestra el detalle de los cálculos para dichos puntos.

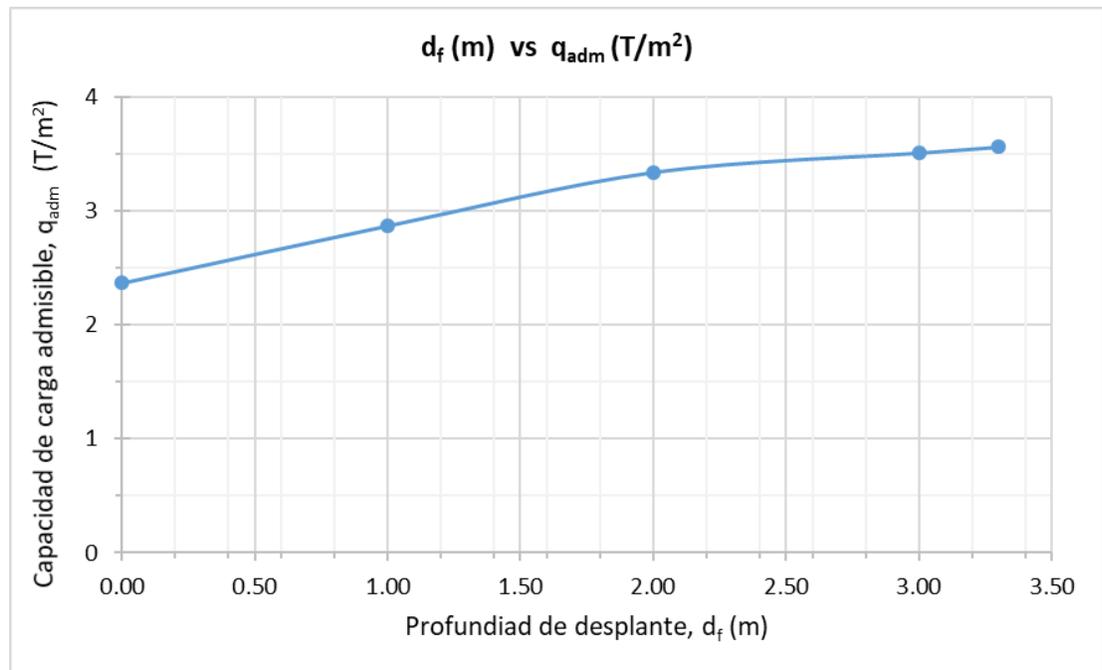


Ilustración 29. Incremento de la capacidad de carga con respecto a la profundidad hasta llegar a los 3.50 m de desplante.

Es importante recalcar que, para un diseño definitivo, se requiere un estudio de suelo en el área del proyecto para determinar las propiedades geomecánicas de las capas de subsuelo. Los resultados obtenidos en esta sección son estimaciones a partir de condiciones en zonas aledañas y son únicamente utilizadas con el fin de determinar condiciones de pre factibilidad.

### 3.2. Asentamientos de la estructura

Debido a la existencia del sótano de parqueaderos, el material excavado para su construcción no será reemplazado lo que implica un sistema de cimentación compensada. En estos casos existe una presión que contrarresta la transmitida por la infraestructura. Esta presión contrarrestante es igual a la ejercida por el suelo sin considerar el efecto de la presencia del agua (Presión de Poros) por debajo del nivel freático. A esta presión se la conoce como Esfuerzo Efectivo.

El esfuerzo efectivo ejercido por el suelo a una profundidad de 3.50 metros corresponde a 3.32 T/m<sup>2</sup>, mientras que la carga transmitida por la cimentación

será de  $2.85 \text{ T/m}^2$ . Implicando que técnicamente no existirán asentamientos por consolidación al implementar la estructura a dicha profundidad.

La caracterización del suelo está presente en el Anexo. El incremento de esfuerzo, y esfuerzo efectivo en función de la profundidad se puede evidenciar en el siguiente gráfico.

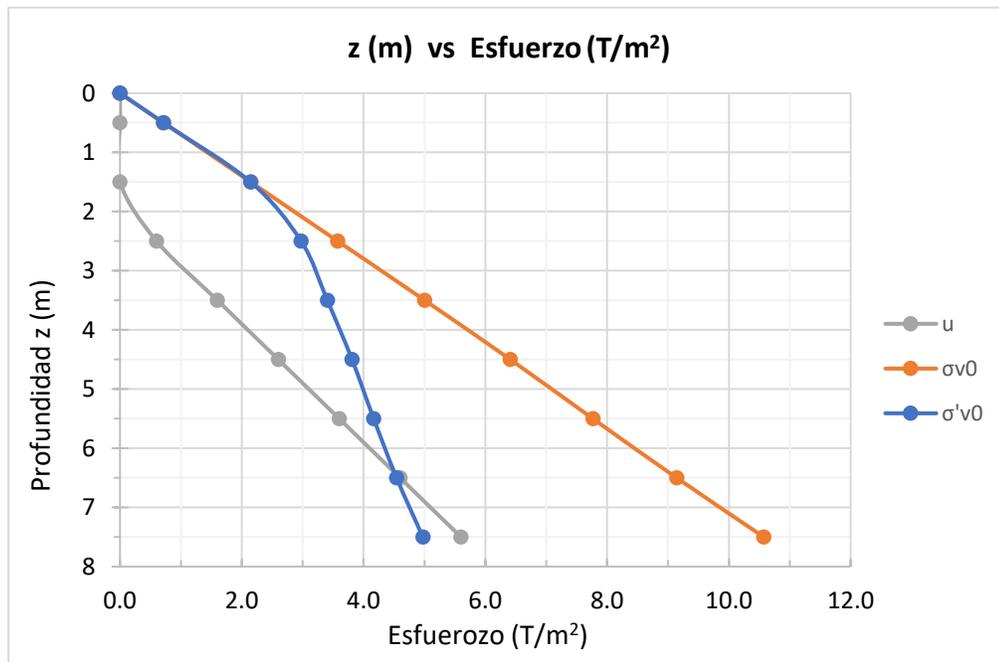


Ilustración 30. Incremento del esfuerzo total, presión de poros y esfuerzo efectivo con respecto a la profundidad (Fuente propia).

Debido a que las condiciones analizadas implican un posible empuje por parte del suelo, es imperativo considerar dentro de los parámetros de estudio de suelo el ensayo de expansión controlada (ASTM D4829) para determinar de manera precisa que no exista el caso de una arcilla altamente expansiva que pueda perjudicar el funcionamiento de la estructura.

Para considerar las propiedades mecánicas del suelo, y su respuesta ante la existencia de un incremento de carga que pase la presión compensada, se ha procedido a realizar un análisis de asentamientos. Este análisis determinará la

carga máxima admisible que puede transmitir la estructura al suelo sobrepasando los 3.32 T/m<sup>2</sup> compensados por la remoción del material.

El análisis de asentamientos fue considerado hasta 34 metros por debajo de la losa de cimentación, es a esta profundidad que se transmitirá apenas el 10% de los esfuerzos presentes en el elemento de cimentación. Esta profundidad es equivalente al doble del ancho de la losa de cimentación (17 m).

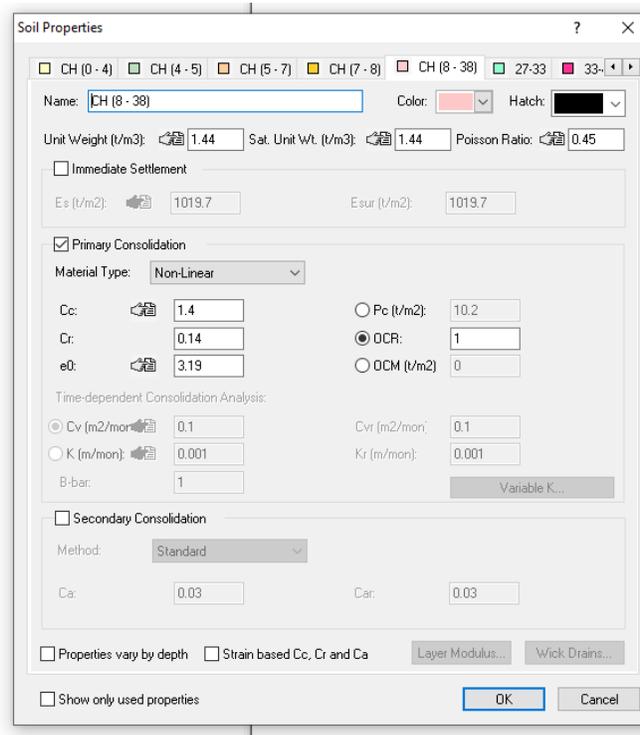
El Anexo X presenta las características utilizadas para el cálculo manual, del asentamiento por consolidación. A partir de los 8 metros se considera un solo estrato de 30 metros con las características obtenidas a partir del estudio de Microzonificación Sísmica.

El análisis de asentamientos mediante técnicas tradicionales determina que para un asentamiento de 5.0 cm la carga máxima que sobrepase la presión de compensación es de 0.121T/m<sup>2</sup> s.

**Table 1. Asentamientos producidos en el suelo por un excedente de esfuerzo de 0.12 T/m<sup>2</sup> con respecto a l esfuerzo compensado.**

SUCS	Profundidad (m)		z (m)	δ (cm)
	Inicio	Fin		
CH	0.0	1.0	0.50	-
CH	1.0	2.0	1.50	-
CH	2.0	3.0	2.50	-
CH	3.0	4.0	3.50	0.04
CH	4.0	5.0	4.50	0.08
CH	5.0	6.0	5.50	0.04
CH	6.0	7.0	6.50	0.37
CH	7.0	8.0	7.50	0.33
CH	8.0	38.0	23.00	4.10

Utilizando los parámetros del suelo se complementó el análisis de cimentaciones con la herramienta digital Settle 3D de Rocscience. Se analizó igualmente un total de 34.00 metros por debajo de la cimentación. Las propiedades ingresadas presentadas a continuación corresponden al caso más crítico del estrato de 30.00 metros.



*Ilustración 31. Ejemplo de datos ingresados en el software Settle 3D de Rocscience. El estrato considerado es de 8.0 a 38.0 metros. Fuente: Settle 3D.*

Las propiedades no mostradas en el cuadro de caracterización del Anexo son tomadas a partir de la librería de datos disponibles dentro del programa. El análisis mediante el software determina que la carga admisible, excedente a la compensación es de  $0.215 \text{ T/m}^2$  el cual produce un asentamiento de 4.94 cm por consolidación primaria.

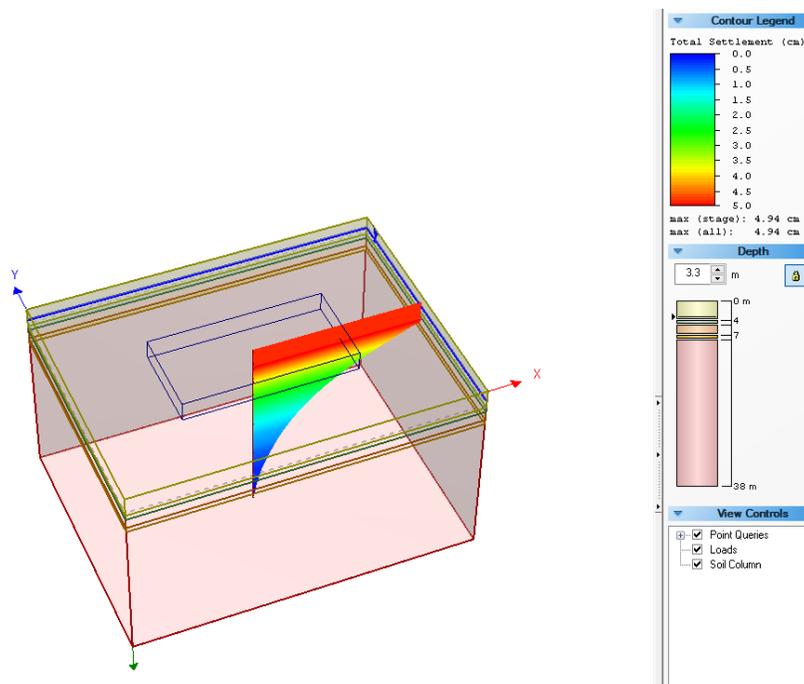


Ilustración 32. Determinación de asentamientos para una carga de 0.215 T/m<sup>2</sup> utilizando Settle 3D de Rocscience. Fuente: Settle 3D.

### 3.3. Diseño Estructural de Cimentación

En base a los datos geotécnicos obtenidos y a la transferencia de cargas de la estructura al suelo, se recomendó utilizar losa de cimentación, para así evitar que el suelo falle por resistencia y no sufra asentamientos que estén por encima de los tolerables según establezca la norma.

### 3.4. Estudio ambiental

Para la determinación de los requerimientos ambientales del proyecto se utilizó la plataforma del MAE acorde a las indicaciones del SUIA.

### 3.4.1. Actividad ambiental

El proyecto corresponde a la construcción de infraestructura civil con un área menor de 5 000.00 m<sup>2</sup>, acorde a las opciones disponibles en el catálogo del SUIA. Acorde a esta naturaleza el requerimiento del proyecto es un certificado ambiental, siendo este el requerimiento mínimo para proyectos de bajo impacto ambiental. No obstante, el proyecto debe seguir los lineamientos el Manual de Buenas Prácticas Ambientales que se encuentran en el Anexo. A continuación, se presenta la información reflejada por el SUIA con respecto a los requerimientos ambientales del proyecto según su naturaleza.

Actividad		
Descripción de la actividad	CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURA CIVIL MENOR O IGUAL A 5000 M2	
Su trámite corresponde a un(a)	CERTIFICADO AMBIENTAL	
Tiempo de emisión	Inmediato.	
Costo del trámite	No tiene. (Tiene un costo si existe remoción de cobertura vegetal nativa)	

Ubicación geográfica		
Tipo de zona Urbana		
Provincia	Cantón	Parroquia
GUAYAS	GUAYAQUIL	TARQUI

Ilustración 33. Permiso requerido para el proyecto de obra civil en la zona urbana de Guayaquil. Fuente: SUIA.

### 3.4.2. Línea de base ambiental

### 3.4.3. Localización

El proyecto está localizado en la Cooperativa de Vivienda Guayaquil, situada al norte de la ciudad de Guayaquil, de la parroquia urbana Tarqui. El siguiente cuadro presenta las coordenadas que delimitan el área del proyecto, mismas que fueron ubicadas dentro de la plataforma del MAE.

**Tabla 2. Coordenadas del área de proyecto en DATUM WGS-84, utilizando el sistema UTM.**

<b>IDENTIFICATIVO</b>	<b>ESTE (X)</b>	<b>SUR (Y)</b>
<b>INICIO</b>	622639	9761648
<b>ARISTA 2</b>	622616	9761625
<b>ARISTA 3</b>	622627	9761613
<b>ARISTA 4</b>	622650	9761637
<b>CIERRE</b>	622639	9761648

El Anexo presenta el certificado de intersección emitido por el MAE para el proyecto propuesto donde se refleja que los 507 m<sup>2</sup> de área de implantación no coinciden con áreas de reserva protegidas o similares.



*Ilustración 34. Área de implantación del proyecto (rojo) en la ciudad de Guayaquil. Fuente: Google Earth*

El proyecto se encuentra de una zona de alto movimiento vehicular, colindando con las avenidas Dr. Luis Orantia C. y Miguel H. Alcívar, esta última con una capacidad de 4 carriles, 2 en cada dirección. No existen cuerpos de agua en los alrededores del área de implantación; sin embargo, el Skatepark Municipal de Guayaquil se encuentra a una distancia de 120 m aproximadamente que podría considerarse como un área verde del sector.

Entre los establecimientos importantes en los alrededores del proyecto encontramos licorerías como “La Taberna centros de diversión nocturnos tales como “Shumare Bar”, centros religiosos como la "Misión Carismática Internacional, e instituciones educativas como el “CEBI”. El proyecto se considera estar en un área de alto movimiento de masas de diversos tipos ubicándolo como un atractivo adecuado a la zona.

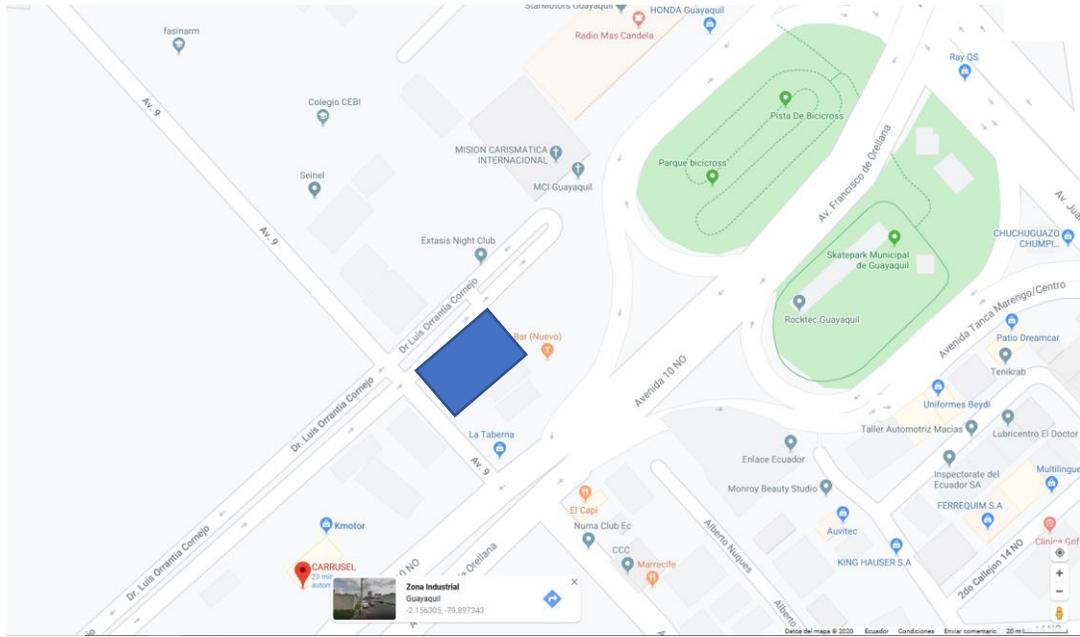


Ilustración 35. Presencia de lugares de interés alrededor del área de proyecto. Fuente: Google Maps.

**Tabla 3. Descripción de las condiciones dentro y alrededor del área de proyecto.**

Medio	Descripción de los factores involucrados
Físico	<p>La zona se caracteriza por altas temperaturas, pero poca obstrucción por parte de edificios aledaños que impidan el flujo del viento para las plantas superiores.</p> <p>El aire contiene una presencia media de gases producto de la emisión de vehículos en las avenidas que colindan con el proyecto.</p> <p>Existe presencia de ruido proveniente del flujo vehicular de la zona.</p>

Biótico	<p>El área no posee áreas verdes alrededor; pero se ubica a 120 m de un parque de uso público.</p> <p>La poca vegetación alrededor del proyecto corresponde a árboles ubicados esporádicamente en áreas aledañas y arbustos que rodean el cerramiento del área.</p> <p>No se detecta áreas de protección, ni de criadero de animales alrededor del proyecto.</p>
Social-Económico	<p>El área de proyecto se encuentra delimitada por una pared de hormigón impidiendo el acceso libre a esta.</p> <p>Las instalaciones dentro del área no se encuentran en uso alguno.</p>

Debido a la ubicación del proyecto, se estima una alta presencia de gases emitidos por el tránsito vehicular de las vías Dr. Luis Orrantia C. y Miguel H. Alcívar, debido a este mismo aspecto se durante las horas pico y de congestión la existencia de ruido será notorio.

## CAPÍTULO 4

### 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 4.1. Consideraciones estructurales

- Se obtuvo distorsiones de entrepisos en la estructura menores a las máximas permitidas
- Se garantizó un buen comportamiento estructural, evitando las torsiones en planta
- La estructura es globalmente estable
- La dimensión máxima de columna ha sido de 35cm x 35cm con un espesor de 2.5cm.

- Se requiere establecer una concordancia entre los planos arquitectónicos de diferentes plantas, puesto que existen ciertos desfases de elementos.
- Conocer el periodo fundamental del suelo, para diseñar una estructura que su periodo no coincida con la del suelo, evitando así un efecto de resonancia que pudiese ser devastador.

#### **4.2. Aspecto geotécnico**

La estructura de cimentación seleccionada por facilidad constructiva es la losa de cimentación con dimensiones de 17.00 x 33.54 m. El elemento tendrá una altura de 50 cm que permitirá un correcto funcionamiento en resistencia como en servicio.

Las características del suelo consideradas fueron correspondientes a arcillas de alta plasticidad (CH), que permiten un esfuerzo admisible de 4.62 T/m<sup>2</sup> a la profundidad de 3.50 m donde se instalará la losa de cimentación. Debido a la compensación de esfuerzos, no existirá asentamientos provocados por la implementación de la estructura.

Es obligatorio realizar un estudio de suelos en el área de proyecto que contenga al menos un sondeo con una profundidad de 38 m, o en su defecto hasta que se llegue al estrato resistente para conocer con exactitud las condiciones subsuperficiales del área de implantación. Estos son necesarios para consideraciones de diseño definitivo.

Dentro de los aspectos geotécnicos a evaluar se debe realizar el ensayo de Índice de expansividad de arcillas (ASTM D4829) que determinará la existencia de expansión del suelo incluso con la descarga de la estructura sobre el mismo. De la misma manera se recomienda realizar análisis de consolidación en al menos 3 muestras a lo largo del sondeo más profundo.

#### **4.3. Sistema sanitario**

- Se obtuvo un dimensionamiento de la cisterna para una capacidad aproximada de 18 metros cúbicos, debiéndose establecer su ubicación final.
- Se estableció el uso de un equipo bomba-tanque hidroneumático para el abastecimiento de agua potable en el edificio.
- Se recomienda adicionar un volumen extra de agua, para el abastecimiento al sistema contra incendio.

#### **4.4. Evaluación ambiental**

Se definió que el proyecto de construcción de infraestructura requiere un certificado ambiental como medida de regulación por parte del MAE.

## **CAPÍTULO 5**

### **5. Bibliografía**

6.

7. Bruneau, M., Chia Ming, U., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures*. New York: Mc Graw Hill.
8. Cañizares, F. (2018). *Diseño básico de estructuras de acero*. Quito: Ceo Grupo.
9. Carmona, R. P. (2010). *Instalaciones hidrosanitarias y de gas para edificaciones*. Bogotá: Ecoe ediciones.
10. Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Mendoza: Alacero.
11. Fratelli, M. G. (2003). *Diseño de estructuras metálicas*. Copyright.
12. McCormac, J. (2013). *Diseño de estructura de acero*. México: Alfaomega.
13. Pilalla, R. M. (s.f.). *Diseño estructural*. México: Noriega Editores.
14. ROJAS, C. A. (2017). *PROPUESTA METODOLÓGICA PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES METÁLICAS PRECALIFICADAS EN COLOMBIA*. BUCARAMANGA.
15. MIDUVI.(2011).Norma Ecuatoriana de la Construcción. Quito: Dirección de comunicación social,MIDUVI.
16. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. (2015). ESTRUCTURAS DE ACERO. Ecuador.
17. ANSI/AISC 341-16. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
18. ANSI/AISC 360-16. Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
19. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC. (2005). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. Chicago, Illinois 60601-1802: American Institute of Steel Construction, Inc
- 20.