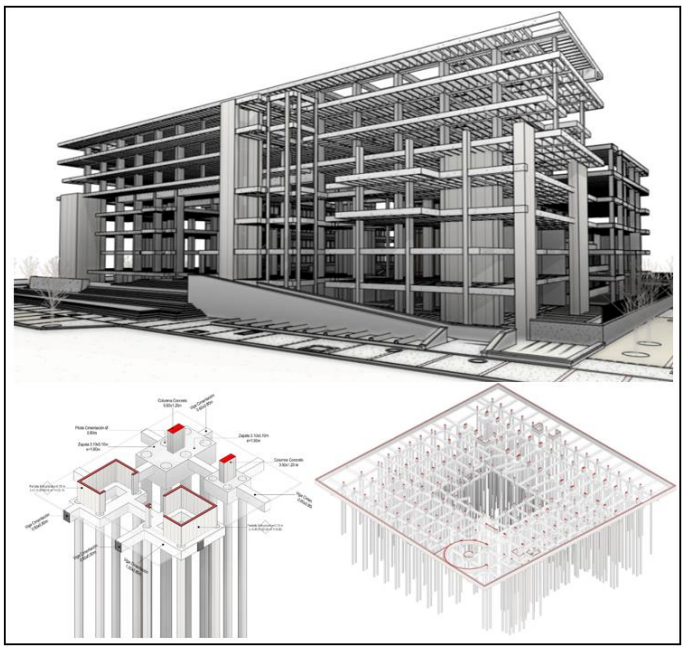
VOLUMEN 2- ESTUDIO DE SUELOS PARA CATEGORÍA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN ESPECIAL SEGÚN LA TABLA H.3.1-1 DE LA NSR-10.

CONTRATO DE CONSULTORÍA No 108 DE 2022



CONTRATANTE:

NACIÓN – CONSEJO SUPERIOR DE LA JUDICATURA – DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL DE BOGOTÁ, CUNDINAMARCA Y AMAZONAS

CONTRATISTA:

CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022

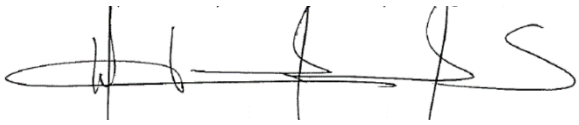
NIT No. 901.621.141-3

R/L DIEGO ARMANDO CORREDOR SALAMANCA

BOGOTÁ

DICIEMBRE 2022

REVISIÓN Y APROBACIÓN

CONTRATO DE CONSULTORÍA N° 108 DE 2022		
"REALIZAR LA CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS"		
INFORME GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO		
ELABORACIÓN		
CONSULTOR	Firma	
	Nombre	DIEGO ARMANDO CORREDOR SALAMANCA Ing. Civil. Especialista en Estructuras Especialista en Patología de la Construcción Especialista en Gerencia de Proyectos M.P. 15202-159945 BYC DIRECTOR DE CONSULTORÍA
	Firma	
	Nombre	LUIS ALEXANDER CORREDOR Ing. Geólogo. Especialista en geotecnia vial y pavimentos. M.P. 15223-091346 BYC ESPECIALISTA DE GEOTECNIA

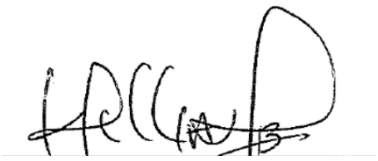
	Firma	
	Nombre	WILLIAM ALFONSO BARAJAS Ing. Civil. Especialista en geotecnia vial y pavimentos M.P. 25202-181878 CND ESPECIALISTA DE GEOTECNIA
	Firma	
	Nombre	DAVID JULIAN GONZÁLEZ Ing. Civil. Especialista en geotecnia vial y pavimentos M.P. 25020-397114 CND ESPECIALISTA DE GEOTECNIA
REVISÓ		
INTERVENTOR	Firma	
	Nombre	ING. RODRIGO GONZÁLEZ ANDRADE INTERVENTOR CONTRATADO
	Firma	
	Nombre	ING. RODOLFO FELIZZOLA DIRECTOR DE INTERVENTORÍA

TABLA DE MODIFICACIONES

Índice de Revisión	Sección Modificada	Fecha Modificación	Observaciones

LISTA DE DISTRIBUCIÓN

Se realiza entrega de este documento al interventor contratado para la consultoría, también se hace entrega la entidad estatal contratante NACIÓN – CONSEJO SUPERIOR DE LA JUDICATURA – DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL DE BOGOTÁ, CUNDINAMARCA Y AMAZONAS, por medio del supervisor delegado al presente contrato; las observaciones que resulten de su revisión y aplicación deben ser informadas al responsable de su elaboración para proceder a realizar los respectivos ajustes según las observaciones que surjan de la interventoría y/o supervisión.

D E P E N D E N C I A	ORIGINAL	COPIAS
ING. RODRIGO GONZÁLEZ ANDRADE – INTERVENTORÍA	01	
ING. JHON ALEXANDER VARGAS MELO– SUPERVISIÓN	01	

TABLA DE CONTENIDO

1. OBJETIVOS Y ALCANCES 16
1.1 OBJETIVO 16
1.2 ALCANCES 16
2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 17
2.1 LOCALIZACIÓN 17
2.2 LOCALIZACIÓN GEOLÓGICA, GEOMORFOLÓGICA Y DE AMENAZA 18
2.2.1 ESTRATIGRAFÍA (Modelo Geológico Geotécnico de la ciudad) 25
2.2.2 GEOMORFOLOGÍA 31
2.2.3 AMENAZA VULNERABILIDAD Y RIESGO 32
2.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 35
2.4 RECOPILACIÓN DE LA INFORMACIÓN 36
2.4.1 DIAGNOSTICO DEL PROYECTO 75
2.4.2 CIMENTACIÓN EXISTENTE 75
3. TRABAJO DE CAMPO 77
3.1 LOCALIZACIÓN DE SONDEOS MECÁNICOS 77
3.2 LOCALIZACIÓN DE SONDEOS MECÁNICOS CON BOMBEO 78
4. PROGRAMA DE ENSAYOS 79
4.1 ENSAYOS A REALIZAR 79
4.1.1 DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS IN SITU SEGÚN NORMA INV E 79
4.1.2 DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO SEGÚN NORMA INV E 83
4.2 TRABAJO DE OFICINA 98
5. DESCRIPCIÓN DEL SUELO 99
5.1 PERFIL DEL SUELO 99
5.2 CLASIFICACIÓN ENSAYO DE PENETRÓMETRO DE BOLSILLO 112
5.3 CLASIFICACIÓN ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE 112
5.4 PARÁMETROS GEOMECÁNICOS 114

5.4.1 CORRELACIÓN ENSAYO SPT 114
5.4.2 ENSAYO CORTE DIRECTO 119
5.5 CAPACIDAD PORTANTE 121
5.6 ASENTAMIENTOS ADMISIBLES 129
5.6.1 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN 129
5.7 PARÁMETROS DE PRESIÓN DE TIERRAS 133
5.8 PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE 136
5.8.1 CLASIFICACIÓN DE VALORES SISMO RESISTENTES 138
5.8.2 PERFIL DEL SUELO 139
5.8.3 ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES DE DISEÑO 139
6. CONDICIONES ESPECIALES DEL SUELO 142
6.1 SUELOS EXPANSIVOS 142
6.2 SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES 142
6.3 SUELOS COLAPSABLES 143
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 144
7.1 CONCLUSIONES 144
7.1.1 CONTROL DEL FLUJO DE AGUA 148
7.1.2 DRENAJES 148
8. ANEXO FOTOGRÁFICO 150

LISTA DE FIGURAS

FIG. 1 Localización sitio del proyecto 17

FIG. 2 ubicación del área proyectada de estudio Tribunales de Cundinamarca, Bogotá y Amazonas. 18

FIG. 3 Mapa Geológico sabana de Bogotá 24

FIG. 4 Mapa de Unidades Geológicas (DPAE 2010) 27

FIG. 5 Mapa de zonificación geotécnica ciudad de Bogotá 28

FIG. 6 Zonificación geotécnica sabana de Bogotá 29

FIG. 7 Mapa de zonificación de respuesta sísmica de la ciudad de Bogotá 29

FIG. 8 Geomorfología área del proyecto (Zona Urbanizada). 32

FIG. 9 Amenaza por encharcamiento suelo urbano 34

FIG. 10 Amenaza por Inundación 34

FIG. 11 Amenaza por movimientos en masa 35

FIG. 12 esquema arquitectónico y cimentación existente del edificio Tribunales. 75

FIG. 13 Esquema de la cimentación existente, edificio Tribunales. 76

FIG. 14 Realización de sondeo mecánico sótano edificio Tribunales. 78

FIG. 15 Realización ensayo de penetrómetro de bolsillo, edificio Tribunales. 82

FIG. 16 Realización ensayo de humedades, edificio Tribunales 84

FIG. 17 Realización de ensayo de granulometría, edificio Tribunales. 86

FIG. 18 Realización de ensayo de limites de Atterberg, edificio Tribunales. 90

FIG. 19 Realización de ensayo de consolidación, edificio Tribunales. 93

FIG. 20 Realización de ensayo de compresión inconfinada, edificio Tribunales. 95

FIG. 21 Realización de ensayo de corte directo, edificio Tribunales. 98

FIG. 22 Diagrama eficiencia en grupos de pilotes. 122

FIG. 23 Capacidad de soporte de carga ultima de un pilote. 127

FIG. 24 Localización del área de estudio en el mapa de zonificación geotécnica para respuesta sísmica del área de estudio. 137

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Descripción de las zonas de respuesta sísmica 30

Tabla 2 Clasificación de las unidades de construcción por categorías 35

Tabla 3 Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción 36

Tabla 4 Recopilación de documentación existente referente a estudios de suelos y geotécnicos que se han realizado en el área de interés. 37

Tabla 5 Resumen del informe "Estudio de suelos pata el edificio tribunales y fiscalías de Bogotá y Cundinamarca" 37

Tabla 6 Resumen del informe "Obra tribunales Bogotá y Cundinamarca, informe geotécnico". 44

Tabla 7 Resumen "Prueba de carga tribunales de Bogotá y Cundinamarca" 51

Tabla 8 Resumen "Asesoría geotécnica problemas de excavación edificio Tribunales" 53

Tabla 9 Resumen "Edificio Tribunales Bogotá y Cundinamarca, excavaciones" 62

Tabla 10 Resumen "Asesoría de suelos y cimentaciones excavación y construcción subestructura, informe complementario" 63

Tabla 11 Resumen "Informe sobre las características estructurales y de estabilidad de suelos durante la construcción de los sótanos del edificio tribunales en Bogotá" 65

Tabla 12 Resumen "Asesoría geotécnica obra tribunales Bogotá Cundinamarca" 68

Tabla 13 Resumen "Efecto del tiempo en los problemas de estabilidad en la excavación y construcciones de la subestructura del edificio Tribunales" 70

Tabla 14 Localización y profundidad de los sondeos mecánicos realizados en el área de estudio. 77

Tabla 15 Localización y profundidad de los sondeos mecánicos con bombeo realizados en el área de estudio. 78

Tabla 16 Numero de ensayos realizados durante la exploración geotécnica y laboratorio. 79

Tabla 17 Perfil de suelo promedio presente en el área de estudio. 99

Tabla 18 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 1 100

Tabla 19 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 2 101

Tabla 20 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 3 102

Tabla 21 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 4 103

Tabla 22 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 5. 104

Tabla 23 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 6. 105

Tabla 24 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 7. 106

Tabla 25 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 8. 107

Tabla 26 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 9. 108

Tabla 27 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 10. 109

Tabla 28 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 11. 110

Tabla 29 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 12. 111

Tabla 30 Clasificación del suelo según la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo. 112

Tabla 31 Clasificación de la resistencia del suelo a partir de los datos obtenidos del ensayo de compresión inconfinada. 112

Tabla 32 Ensayo de compresión inconfinada, sondeo 5. 113

Tabla 33 Ensayo de compresión inconfinada, sondeo 8. 113

Tabla 34 Ensayo de compresión inconfinada, sondeo 11. 113

Tabla 35 Correlación de los valores N160 del SPT para el ángulo de fricción de los suelos granulares (drenado) (modificado de Bowles, 1977). 115

Tabla 36 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 1. 115

Tabla 37 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 2. 116

Tabla 38 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 3. 116

Tabla 39 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 4. 116

Tabla 40 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 5. 117

Tabla 41 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 6. 117

Tabla 42 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 7. 117

Tabla 43 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 8. 118

Tabla 44 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 9. 118

Tabla 45 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 10. 118

Tabla 46 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 11. 119

Tabla 47 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 12. 119

Tabla 48 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir del ensayo de Corte Directo sondeo 1. 120

Tabla 49 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir del ensayo de Corte Directo sondeo 3. 120

Tabla 50 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir del ensayo de Corte Directo sondeo 7. 121

Tabla 51 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir del ensayo de Corte Directo sondeo 8. 121

Tabla 52 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir del ensayo de Corte Directo sondeo 11. 121

Tabla 53 Perfil promedio del suelos y parámetros geomecánicos 124

Tabla 54 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque A (grupo de pilotes). 125

Tabla 55 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque B (grupo de pilotes). 125

Tabla 56 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque C (grupo de pilotes). 125

Tabla 57 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque D (grupo de pilotes). 126

Tabla 58 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque E (grupo de pilotes). 126

Tabla 59 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque A (grupo de pilotes)..... 128

Tabla 60 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque B (grupo de pilotes). 128

Tabla 61 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque C (grupo de pilotes). 128

Tabla 62 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque D (grupo de pilotes). 128

Tabla 63 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque E (grupo de pilotes). 129

Tabla 64 Parámetros de consolidación obtenidos mediante ensayos de consolidación en el sondeo 4. 130

Tabla 65 Parámetros de consolidación obtenidos mediante ensayos de consolidación en el sondeo 6. 130

Tabla 66 Parámetros de consolidación obtenidos mediante ensayos de consolidación en el sondeo 12. 131

Tabla 67 Asentamientos por consolidación evaluados para longitudes de pilote L=25 m y L=30 m respectivamente, Bloque A. 131

Tabla 68 Asentamientos por consolidación evaluados para longitudes de pilote L=20 m, L=30 m y L=25 m respectivamente, Bloque B..... 131

Tabla 69 Asentamientos por consolidación evaluados para longitudes de pilote L=30 m, L=30 m y L=25 m respectivamente, Bloque C. 132

Tabla 70 Asentamientos por consolidación evaluados para longitudes de pilote L=20 m, L=30 m, L=30 m, L=30 m, L=30 m, L=25 m y L=30 m respectivamente, Bloque D. 132

Tabla 71 Asentamientos por consolidación evaluados para longitudes de pilote L=25 m, Bloque D..... 132

Tabla 72 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido por correlación del ensayo SPT, sondeo 1 133

Tabla 73 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido del ensayo corte Directo, sondeo 2. 133

Tabla 74 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido del ensayo corte Directo, sondeo 3. 134

Tabla 75 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido por correlación del ensayo SPT, sondeo 5..... 134

Tabla 76 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido del ensayo corte Directo, sondeo 7. 134

Tabla 77 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido por correlación del ensayo SPT (M1) y Corte Directo (M2), sondeo 8. 135

Tabla 78 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido por correlación del ensayo SPT, sondeo 9..... 135

Tabla 79 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido por correlación del ensayo SPT, sondeo 10..... 135

Tabla 80 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido del ensayo corte Directo, sondeo 11. 135

Tabla 81 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido por correlación del ensayo SPT, sondeo 12..... 136

Tabla 82 Descripción de las zonas de respuesta sísmica 138

Tabla 83 Clasificación de los coeficientes de diseño 139

Tabla 84 Espectro elástico de aceleraciones. 141

Tabla 85 Clasificación de suelos expansivos 142

LISTA DE GRAFICAS

Gráfica 1 Registro de sondeos realizados al predio de los tribunales 1991..... 31

INTRODUCCIÓN

El presente informe se estructura a partir de la información obtenida en ensayos realizados a las muestras recolectadas directamente en campo de la zona de interés del proyecto, a partir de los cuales se genera los resultados que sustentan el estudio geotécnico y de suelos para el proyecto de "REALIZAR LA CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS".

Este informe muestra los resultados obtenidos del estudio geotécnico realizado en el área del proyecto que se consideran de influencia para la zona de construcción. Los estudios se ejecutaron a partir de la realización de doce (12) sondeos mecánicos, efectuando ensayos de campo, un muestreo sistemático de acuerdo con las Normas A.S.T.M. D1586-67, con los cuales se logra la caracterización del subsuelo, el reconocimiento del perfil estratigráfico y principalmente sus condiciones físico-mecánicas. También se incluyen los detalles para realizar posteriormente los ensayos de laboratorio requeridos en la determinación de las características litológicas, resistencia y compresibilidad del subsuelo, propiedades necesarias en los análisis de estabilidad y deformación para las alternativas de fundación de estructuras.

El estudio incluye un reconocimiento Geológico y Geotécnico preliminar del área del proyecto y sus zonas perimetrales, los detalles del estudio, memorias de los resultados de la investigación con base en con base en la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10 y la normatividad INVIAS, las conclusiones y recomendaciones que deben tenerse en cuenta para el sistema de cimentación más adecuado, así como los parámetros sísmicos del perfil de suelo.

El estudio se realizó en octubre de 2022.

1. OBJETIVOS Y ALCANCES

1.1 OBJETIVO

Realizar el diagnóstico de vulnerabilidad sísmica patológica y estructural de la infraestructura existente de la sede tribunales de Bogotá y Cundinamarca de la dirección ejecutiva seccional de administración judicial Bogotá Cundinamarca y amazonas, tomando como base el requerimiento técnico, las normas y especificaciones técnicas vigentes en el sector estructural del territorio nacional.

1.2 ALCANCES

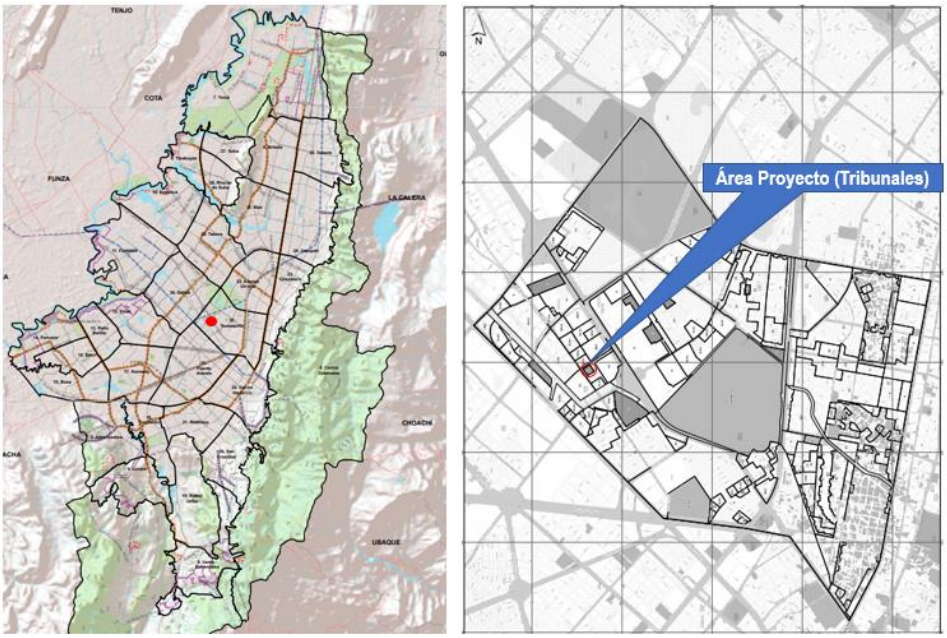
En concordancia con los requerimientos del proyecto se establece que el alcance de este volumen será el siguiente:

- Determinación de las características geológicas del área de estudio a escala local.
- Identificación de las características litológicas o perfil de suelo presente en el área de estudio.
- Exploración del suelo mediante sondeos mecánicos y mecánicos con bombeo con recuperación de núcleos con muestras alteradas e inalteradas.
- Realización de ensayos de laboratorio para clasificación de las muestras de suelo recuperadas.
- Realización de ensayos de laboratorio e In-situ para la determinación de los parámetros geomecánicos de las diferentes capas de suelo.
- Cálculo de capacidad de soporte del suelo por medio de parámetros geomecánicos obtenidos a partir de correlaciones con el ensayo SPT y ensayo de Corte Directo.
- Cálculo de los asentamientos inmediatos del suelo, parámetro de presión de tierras y módulos de reacción.
- Determinación de los parámetros sísmicos del área de estudio.

2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

2.1 LOCALIZACIÓN

FIG. 1 Localización sitio del proyecto



Fuente: Adaptado POT Bogotá 2021

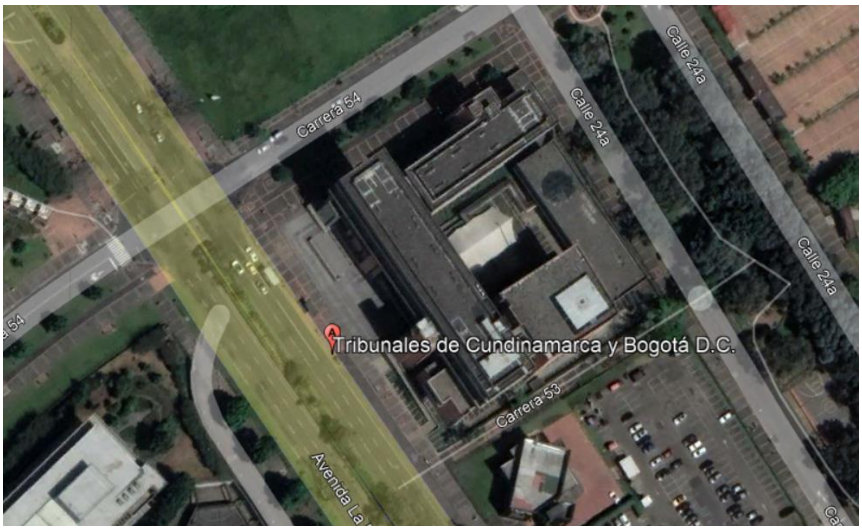
El área de estudio está ubicada en la ciudad de Bogotá distrito capital de Colombia y goza de autonomía para la gestión de sus intereses dentro de los límites de la Constitución y la ley, A diferencia de los demás distritos de Colombia, Bogotá es una entidad territorial de primer orden, con las atribuciones administrativas que la ley confiere a los departamentos.

Bogotá se divide en 20 localidades y en estas se agrupan más de 1900 barrios que hay en el casco urbano, salvo la localidad de Sumapaz que es área rural. Cada localidad cuenta con una Junta Administradora Local -JAL-, integrada por no menos de siete ni más de once miembros, elegidos por votación popular para un período de cuatro años que deberán coincidir con el período del Concejo de Bogotá.

Bogotá está situada en la sabana homónima, sobre el altiplano cundiboyacense, una llanura situada en promedio a 2630 msnm y sus zonas montañosas alcanzan de 2400 m a 3250 msnm, lo que hace de ella la megalópolis más alta del mundo y la tercera capital después de Quito y La Paz. Tiene un área total de 1776 km² y un área urbana de 307 km².1 El territorio donde se asienta la ciudad fue antiguamente un lago.

El área del proyecto se localiza en el distrito capital de Bogotá, en la localidad de Teusaquillo, en la avenida La esperanza # 54 (Diagonal 22B No. 53-02), Tribunales de Bogotá y Cundinamarca, Consejo Superior de la Judicatura.

FIG. 2 ubicación del área proyectada de estudio Tribunales de Cundinamarca, Bogotá y Amazonas.



Fuente: Google Earth Pro.

2.2 LOCALIZACIÓN GEOLÓGICA, GEOMORFOLÓGICA Y DE AMENAZA

El Distrito Capital se encuentra ubicado en la zona central de la cordillera oriental, la última de las principales cordilleras del territorio colombiano en formarse. Con base en su ubicación geográfica, así como en los procesos que han venido ocurriendo en él, se podría considerar que está dividido en dos zonas. Por un lado, se tiene el área relativamente plana en parte de lo que se conoce como la Sabana de Bogotá y por otro, una zona mucho más extensa dominada por montañas y escarpes abruptos como los presentes en los cerros Orientales, la cuenca media y alta del río Tunjuelo y las cuencas de los ríos Blanco y Sumapaz.

En general, el Distrito Capital está compuesto geológicamente por formaciones de rocas sedimentarias originadas en ambientes marinos a fluviales continentales que se han ido intercalando a lo largo de los años. Estas unidades se encuentran a lo largo del Distrito en una franja que sigue una orientación aproximadamente N10°E. El origen de esta secuencia de rocas sedimentarias se suele asociar a la existencia de un mar intracontinental que se pudo formar hacia comienzos del período cretácico, es decir hace aproximadamente 145 millones de años (Etayo-Serna y otros, 1976). Posteriormente, una vez terminaron las inundaciones y se retiró definitivamente este mar intercontinental, procesos tectónicos asociados a una inversión de las condiciones geológicas llevaron a la exhumación y compactación de estas unidades, formando

estructuras de fallas inversas y pliegues que forman lo que actualmente corresponde a la cordillera oriental, a partir de la cual se generaron los materiales más recientes sobre los cuales se encuentra ubicada la zona urbana del Distrito y algunos de sus asentamientos (Acosta y Ulloa, 2001a, Branquet y otros, 2002).

Durante la fase inicial de inundación del mar prehistórico del Cretácico se depositaron en ambientes litorales arenas que se transformaron en arenitas cuarzosas de grano fino a muy fino, en lo que se conoce actualmente como la Formación Une, término introducido originalmente por Hubach, 1931, y posteriormente acogido por Renzoni, 1962. En el Distrito se puede presentar como intercalaciones de arenitas cuarzosas con cemento silíceo a calcáreo intercaladas con algunas capas de lodolitas negras (Acosta y Ulloa, 2001; Corredor y Terraza, 2015). Rocas de esta formación se presentan principalmente en la parte más oriental de la cuenca del río Blanco, al sur del centro poblado Nazareth, donde tiende a presentar geoformas de escarpes abruptos de decenas de metros de altura (Corredor y Terraza, 2005).

Cronológicamente por encima de la Formación Une, se encuentra la Formación Chipaque, la cual recibe su nombre en Hubach (1931), quien se basó en el nombre del municipio aledaño al Distrito para nombrarla. Rodríguez (2000) describió la unidad como una sucesión de lodolitas negras con intercalaciones de arenitas de grano fino, Acosta y Ulloa (2001b), la describe como una sucesión de capas finas a medias de arcillolitas negras intercaladas con capas de arenitas lodosas negras, mientras que Caicedo y otros (2002), la describen como una alternancia de lodolitas grises oscuras a negras intercaladas con capas delgadas de arenitas de grano fino. Se considera que esta unidad representa el momento de máxima inundación del mar que ocupó la cuenca durante el cretácico (Julivert, 1968; Guerrero y Sarmiento, 1996). La Formación Chipaque se presenta aflorando en el Distrito en los cerros orientales y en una mayor extensión, en el anticlinal El Raizal el cual abarca gran parte de la parte de la cuenca del río Blanco que se encuentra en jurisdicción del Distrito. A diferencia de la Formación Une, a esta unidad suelen estar asociadas geoformas de colinas suaves y onduladas poco pronunciadas (Corredor y Terraza, 2015).

Una vez pasó el momento de máxima inundación que dio origen a la Formación Chipaque, se dio origen a las formaciones que conforman el Grupo Guadalupe, el cual recibe su nombre de Hettner (1892), quien se basó en el cerro del mismo nombre en los cerros orientales de Bogotá. Varios autores adoptaron el nombre y Renzoni (1962) introdujo el nombre por el que se conoce a las formaciones que conforman el grupo, Arenisca Dura, Plaeners y Labor Tierna. Julivert (1968) describió a la unidad como una sucesión de arenitas con importantes intercalaciones de arcillas y sobre todo porcelanitas. En el Distrito la unidad es el principal componente de los cerros orientales, así como de las zonas de canteras ubicadas en lo que se conoce como el parque minero industrial Mochuelo, en el borde del urbano y rural cerca de la localidad de Ciudad Bolívar.

En los afloramientos ubicados en las zonas mencionadas en el párrafo anterior, Acosta y Ulloa (2001a) describen la secuencia como una intercalación de arenitas finas a muy finas con lodolitas grises y limolitas (Formación Arenisca Dura); lodolitas silíceas con abundancia de foraminíferos con una partición característica en forma de cubos (Formación Plaeners) y una secuencia de arenitas de cuarzo fino a muy fino (Formación Labor Tierna).

Por otro lado, si bien la unidad se puede presentar en el suelo rural, principalmente en la cuenca del río Blanco asociada a la estructura del anticlinal El Raizal y el sinclinal de Usme, dada la afectación estructural, no es clara la diferenciación de las tres formaciones (Caicedo y otros, 2002). En estas zonas el grupo Guadalupe ha sido descrito como una secuencia de capas delgadas a gruesas de cuarzo arenitas de grano fino a muy fino de colores gris claro a oscuro con intercalaciones de lodolita y arcillolita.

Geomorfológicamente, asociados a esta unidad se suelen presentar filos pronunciados en los lugares en donde afloran las formaciones Arenisca Dura y Labor Tierna, con colinas de pendientes más suaves en donde se encuentra la Formación Plaeners (Corredor y Terraza, 2015). De acuerdo a Pérez y Salazar (1971) el grupo Guadalupe tuvo su origen en un ambiente litoral y sub-litoral interior, asociado a la retirada del mar bajo el cual se acumularon los materiales que conforman la Formación Chipaque, esta tendencia a un ambiente más continental se mantiene en los años siguientes, correspondientes ya al período Paleógeno y es el que caracteriza la génesis de las unidades más recientes que se presentan en el Distrito Capital.

La primera de estas formaciones originadas en ambientes continentales en ser formada es la Formación Guaduas (Hettner, 1892), nombrada a partir del municipio con el mismo nombre. El nombre ha sido empleado por otros autores para referirse a una secuencia de lodolitas grises en su base a rojas en su tope con intercalaciones de arenitas y en algunos lugares, mantos finos de carbones que llegan a ser explotados con fines energéticos (Hubach, 1957; De Porta, 1974; Sarmiento, 1992). Estos autores también coinciden al considerar que la Formación Guaduas tiene su origen en un ambiente continental conformado por llanuras costeras y aluviales, pantanos y ríos con llanuras de inundación amplias.

En el suelo del Distrito Capital, la formación Guaduas se presenta en la parte más occidental de los cerros orientales cerca del límite con el suelo urbano, así como en la zona rural de las piezas rurales de la cuenca alta y media del río Tunjuelo y Rio Sumapaz, donde se encuentra asociada al sinclinal de Usme y el sinclinal de San Juan, respectivamente. En el sector de los cerros orientales se describe como una unidad conformada por arcillolitas y lodolitas laminadas de color gris con intercalaciones de cuarzo arenitas grises de grano fino a medio (Acosta y Ulloa, 2001a). Así mismo en los afloramientos de los sinclinales de Usme y San Juan se describe como arcillolitas grises amarillentas con intercalaciones de areniscas de cuarzo finas y alternancias de arcillolitas

grises y rojas con capas delgadas de arenitas cuarzosas de grano muy fino a fino (Acosta y Ulloa, 2001b; Caicedo y otros, 2002). Geomorfológicamente, los afloramientos de la Formación Guaduas se ven expresados con geoformas de colinas con pendientes muy suave (Corredor y Terraza, 2015).

Continuando con la secuencia de rocas formadas en un ambiente más continental durante el período Paleógeno se encuentran las formaciones Bogotá y Lodolitas de Fusagasugá. La primera de estas también fue descrita originalmente por Hettner (1892) para describir las unidades que se encuentran aflorando en las colinas que bordean los suelos de la Sabana de Bogotá, mientras que la segunda fue propuesta por Stutzer (1934), para referirse a una secuencia de rojas aflorando al occidente del municipio de Fusagasugá.

La Formación Bogotá se presenta en el suelo del Distrito principalmente en los flancos del sinclinal de Usme en el centro del valle de la cuenca del río Tunjuelo, así como en una menor proporción hacía la base de los cerros orientales. Por otro lado, la formación Lodolitas de Fusagasugá ha sido cartografiada en la zona de la cuenca del río Sumapaz, asociada al centro de la estructura del sinclinal de San Juan.

En el valle del río Tunjuelo los afloramientos de la formación Bogotá se describen como una sucesión compuesta por una secuencia alternante de lodolitas rojas con arenitas líticas de grano medio y grueso a conglomerático hacía la base de la unidad y una sucesión de arcillolitas rojas, las cuales son explotadas en los parques minero-industriales del Distrito dada su utilidad como materiales de construcción en la elaboración de ladrillos (Acosta y Ulloa, 2001b; Corredor y Terraza, 2015). En lo que respecta a la Formación Lodolitas de Fusagasugá, estas se describen como una sucesión de lodolitas con intercalaciones de arenitas en una relación de tres a uno, predominando niveles de lodolitas de color pardo rojizo y gris (Caicedo y otros, 2002).

Geomorfológicamente, ambas formaciones, tanto Bogotá como Lodolitas de Fusagasugá se caracterizan por formar unos valles de colinas suaves intercalados con escarpes un poco más abruptos en las zonas en donde se presentan los niveles más arenosos (Caicedo y otros, 2002; Corredor y Terraza, 2015). En cuanto a sus ambientes de formación, para la Formación Bogotá, Martínez (1990) plantea un ambiente fluvial meandriforme y Hoorn (1988) un ambiente de llanuras de inundación con depósitos de barras de meandro con disminución progresiva de relieve, mientras que Caicedo y otros (2002), consideran que el origen de la Formación Lodolitas de Fusagasugá está asociado al otro extremo de la cuenca, y corresponden a los depósitos más distales de los abanicos asociados al Grupo Gualanday.

Formaciones como Guaduas, Bogotá y Lodolitas de Fusagasugá son las que mayor extensión tienen en el suelo rural del Distrito Capital y como se menciona anteriormente, se consideran que son unidades de transición de ambientes marinos relativamente profundos a ambientes

continentales asociados a llanuras de inundación de ríos meandricos, anastomosados y trenzados.

Estratigráficamente por encima de las formaciones Bogotá y Lodolitas de Fusagasugá se encuentra la Formación Regadera, nombrada por el embalse ubicado en la cuenca media del río Tunjuelo (Hubach, 1957). La formación Regadera se presenta principalmente en el sinclinal de Usme, en el valle del río Tunjuelo sobre el suelo rural del Distrito, así como en parte del suelo urbano de las localidades de Usme, Ciudad Bolívar y Tunjuelito. En esta zona la unidad es descrita como una sucesión de capas cuarzoarenitas de grano fino a muy fino con intercalaciones de capas medias a delgadas de arcillolitas blancas y violetas (Acosta y Ulloa, 2001b; Corredor y Terraza, 2015).

Geomorfológicamente, la Formación Regadera se caracteriza por conformar laderas de contrapendientes escarpadas características de ambientes denudacionales, como se evidencia en los cerros del parque distrital de montaña Entrenubes y los predios de la zona conocida como Yerbabuena en las inmediaciones del relleno sanitario Doña Juana. El ambiente de formación de esta unidad se considera que está asociado a una serie de ríos anastomosados, meandriformes con llanuras de inundación y lagunas (Acosta y Beltrán, 1987).

La última formación que hace parte de la secuencia conformada por unidades originadas en ambientes marinos durante el período Cretácico y continentales durante el Paleógeno y parte del Neogeno es la Formación Usme. La unidad fue introducida por Hubach (1957) quien se basó en la zona del sinclinal de Usme para definirla. Dicho sinclinal es la zona en donde se presenta esta unidad al interior del Distrito y se describe como una unidad conformada por una secuencia de lodolitas grises claras con esporádicas intercalaciones de arenitas de cuarzo y feldespato de grano fino en capas medias (Acosta y Ulloa, 2001b). Según estos últimos autores, el ambiente en donde se acumularon los materiales de la formación Usme corresponde a un ambiente transicional continental a marino poco profundo.

Después de acumulación de todos los materiales que dieron lugar a las unidades geológicas descritas anteriormente, hace aproximadamente 20 millones de años ocurre un cambio de las condiciones geológicas donde se pasa de tener extensión de cuencas marinas y continentales a un escenario de compresión que da origen a la formación de la actual Cordillera Oriental (Mora y otros, 2006; Horton y otros, 2010). Durante está compresión todas las formaciones originadas durante el cretácico y Paleogeno se vieron comprimidas y ajustadas en una franja que transcurre en una dirección aproximadamente N-S de la que hacen parte estructuras ya mencionadas, como son los anticlinales de Usme, San Juan y Sumapaz, el anticlinal Los Encenillos y los mismos Cerros Orientales (Acosta y Ulloa, 2001a, Acosta y Ulloa, 2001b; Caicedo y otros, 2002).

Siguiendo el levantamiento de la cordillera Oriental se originan algunos procesos denudacionales asociados a su erosión, que dan paso a la formación de las unidades geológicas más recientes del Distrito. La primera de estas unidades geológicas en aparecer es la Formación Tilatá, la cual fue definida por Scheibe (1938). Van der Hammen (1958) posteriormente estudió más a fondo la unidad y la dividió en varios miembros.

En el Distrito la Formación Tilatá se encuentra aflorando en los límites entre el suelo urbano y rural de la localidad de Ciudad Bolívar y en cercanía de los límites del Distrito con el municipio de Soacha. En estas zonas la formación ha sido descrita como una sucesión de areniscas conglomeráticas blancas mal seleccionadas intercaladas con conglomerados de cantos de areniscas redondeados (Acosta y Ulloa, 2001b). Dadas las características de la unidad se considera que su origen está asociado a ríos de alta energía originados como resultado del levantamiento de la cordillera Oriental la cual es fuente de los materiales que conforman las unidades.

Como parte final del desarrollo de la geología del Distrito Capital de Bogotá, durante el período conocido como cuaternario se ha venido presentando la depositación de materiales asociados ambientes fluviales y glaciales recientes. La más antigua de estas unidades presente en el Distrito corresponde a la Formación Sabana. Está unidad corresponde a la formación asociada al valle aluvial del rio Bogotá y sus afluentes de acuerdo con la definición dada por Helmens y Van der Hammen (1995). Es la principal unidad sobre la cual se encuentra el desarrollo urbano del Distrito y se extiende desde el borde de los cerros orientales donde tiene pocos metros de espesor hasta el límite del Distrito marcado por el río Bogotá, donde alcanza la centena de metros de espesor.

En la mayor parte del Distrito, la formación Sabana se encuentra conformada por arcillas arenosas con una tendencia en la zona norte, cerca de los límites con los municipios de Chía y Cota a tener intercalaciones con niveles de arenas arcillosas (Corredor y Terraza, 2015). Se considera que está formación tiene su origen en un ambiente tranquilo de baja energía, asociado comúnmente a un lago que inundó hace decenas de miles de años la zona conocida como la Sabana de Bogotá (Helmes y Van der Hammen, 1995).

La geomorfología de los depósitos de la formación Sabana está asociada principalmente a zonas de planos de inundación y terrazas aluviales, las cuales dada la presión de la huella urbana provocada por el crecimiento del tejido urbano del Distrito pasan a ser terrazas antrópicas de cientos y en algunos casos miles de metros de extensión.

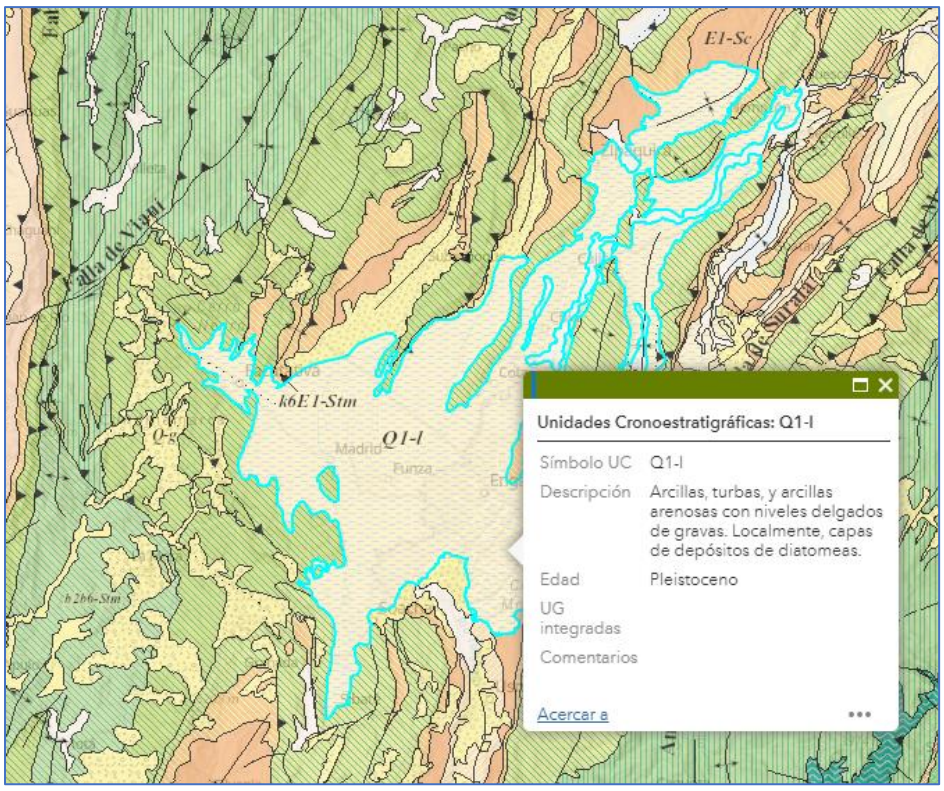
Temporalmente equivalente a la Formación Sabana, pero menos extendida por el territorio del Distrito se tiene la Formación río Tunjuelo. Está formación fue definida por los depósitos que se encuentran en la cuenca baja del río (Helmes, 1991). Sobre el suelo del Distrito se presentan en el valle del río Tunjuelo y están conformados por gravas de cantos redondeados con

intercalaciones de arenas, arcillas orgánicas y turbas, con un ambiente de formación asociado a ríos de moderadas energías afluentes del lago que dio origen a la Formación Sabana (Corredor y Terraza, 2015).

Finalmente, por encima de materiales de la Formación Sabana y en general suprayaciendo las unidades geológicas que se presentan en el suelo del Distrito Capital, se presentan depósitos cuaternarios de origen, aluvial, glacial y coluvial. Estos depósitos aún continúan dándose hoy en día y están asociados a las dinámicas aluviales que se han tenido en los últimos 100.000 años. En la zona rural del Distrito asociado a la zona del páramo Cruz Verde – Sumapaz, es común la presencia de depósitos de morrena en valles amplios generados por la presencia de glaciales durante el cuaternario, mientras que en la zona de la cuenca del río Tunjuelo y la Sabana son más comunes las unidades asociadas a terrazas aluviales y planos de inundación relacionados con las corrientes principales que atraviesan el Distrito y sus afluentes.

De acuerdo a la cartografía de soporte del servicio geológico, el área del proyecto se encuentra en la unidad cronoestratigráfica Q1-l, correspondiente a materiales arcillosos, turbas y arcillas arenosas con niveles delgados de gravas. Localmente capas de depósitos de diatomeas, correspondiente al pleistoceno. (Ver figura siguiente).

FIG. 3 Mapa Geológico sabana de Bogotá



Fuente: Servicio Geológico Colombiano – Mapa geológico de Colombia

2.2.1 ESTRATIGRAFÍA (Modelo Geológico Geotécnico de la ciudad)

Bogotá viene adelantando desde hace varios años diversas actividades en torno a la gestión integral del riesgo sísmico del área urbana de la ciudad, y se consolidó en el estudio de "Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones". Teniendo en cuenta este documento, se identifican las siguientes características para el área del proyecto.

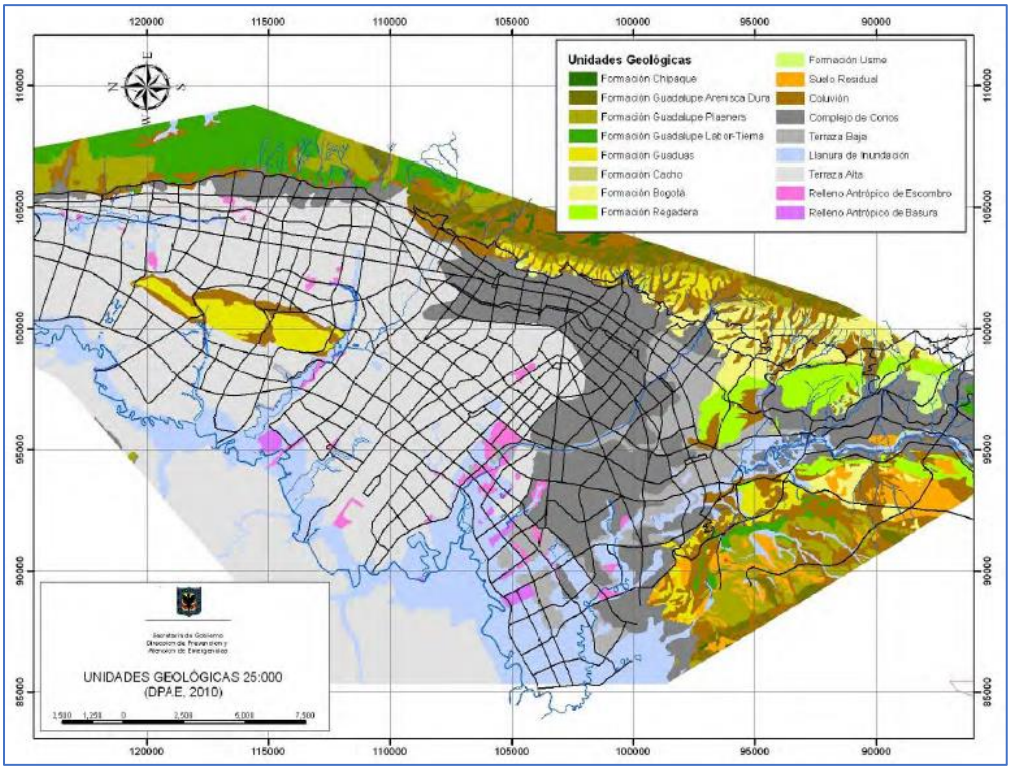
- **Formaciones Rocosas:** En el área de estudio afloran rocas sedimentarias de origen marino y continental, dentro de estas formaciones se encuentran de la más antigua a la más joven las siguientes: Chipaque (Ksch), Guadalupe (Ksg), Arenisca Dura (Ksgd), Plaeners (Ksgp), Labor-Tierra (Ksglt), Guaduas (KTg), Cacho (Tpc), Bogotá (Tpb), Arenisca La Regadera (Ter) y Usme (Tu).
- **Suelo Residual (Qrs):** Es el material producto de la meteorización de las rocas y son importantes por su espesor, hasta de 10m, presentes en la parte sur oriental de la ciudad. Por tratarse de suelos predominantemente arcillosos, su permeabilidad es baja y su comportamiento geomecánico pobre. Las unidades que han permitido un amplio desarrollo de estos suelos son las formaciones de composición arcillosa, tales como: Chipaque, Plaeners, Guaduas, Bogotá, Usme y La Regadera.
- **Derrubios de Pendiente (Qdp):** Son los depósitos productos de la fracturación, meteorización y erosión de rocas preexistentes, que han sido transportados por acción de la gravedad y se han depositado en las partes media e inferior de las laderas. Sus mejores afloramientos se presentan en los piedemontes orientales, sur oriental y sur occidental. Dentro del área de estudio de presentan dos tipos de depósitos de esta clase: coluviones, donde existe predominio de matriz fina sobre el material grueso y talus donde predomina el material grueso.
- **Complejo de Conos o Abanicos (Qcc):** Dentro de esta unidad se agrupan el Cono del Río Tunjuelo, el Cono de Terreros, Depósitos de Flujos Torrenciales y los Conos del piedemonte oriental de Bogotá, como el de San Cristóbal y Claret, entre otros. La composición, textura, espesor y la edad son variables y se difieren para cada depósito de acuerdo a las fuentes de aporte, distancia y tipo de transporte. En general esta unidad se compone de bancos de bloques, guijarros y guijos dentro de una matriz areno arcillosa en las zonas apicales y hacia las partes distales se encuentran materiales predominantemente arenosos y limo arcillosos.
- **Depósitos Fluvio – Lacustre (Terraza Alta, Qta):** Llamada también Formación Sabana por Hubach (1957) y Helmens (1990) este depósito está constituido por arcillas plásticas con

lentes de arena suelta e intercalaciones de cenizas volcánicas, en algunos sectores se presentan varios niveles de turbas hasta de 1 m de espesor. Esta unidad constituye el relleno más importante de la Sabana, siendo su origen lacustre.

- **Depósitos Fluvio – Lacustre (Terraza Baja, Qtb**): Llamada también Formación Chía por Helmens (1990) está unida corresponde a depósitos originados por los ríos Bogotá, Tunjuelo, Juan amarillo y Fucha. Presenta geoformas planas a ligeramente onduladas, muy poco disectadas, las cuales se elevan unos 5m en promedio sobre las llanuras aluviales. Su composición es predominantemente limo arcilloso y el ambiente de depositación se considera fluvial.
- **Llanura de inundación (Qlla):** Llamada también Formación Chía por Helmens (1990) en esta unidad están los depósitos más jóvenes de los ríos Bogotá, Tunjuelo y algunos de sus afluentes. Estos depósitos constan de arcillas y limos, con un espesor promedio de 5m y son materiales de un ambiente fluvial y localmente lacustre.
- **Rellenos de Basuras (Qb):** Están conformados por desechos sólidos que produce la ciudad y se han concentrado en los rellenos sanitarios de: El Cortijo, Gibraltar, Santa Cecilia y Doña Juana.
- **Rellenos de Excavación (Qr):** Son los depósitos que han resultado de acciones antrópicas para la adecuación de terrenos principalmente en las zonas de humedales deprimidas, estos abundan en varias partes de la ciudad, alrededores de Guaymaral, Aeropuerto el Dorado, Autopista Norte y norte de Bosa.

De acuerdo al mapa de unidades geológicas 25.000 del (DPAE 2010), utilizado en la zonificación sísmica, el área donde se localiza la infraestructura de los tribunales, corresponde a un relleno de excavación. (Ver Figura siguiente)

FIG. 4 Mapa de Unidades Geológicas (DPAE 2010)



Fuente: Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones.

Zonificaciones geotécnicas anteriores

Fueron tenidas en cuenta las zonificaciones geotécnicas realizada en el año 1988 y 1995 por ingeominas, esta última hace parte del estudio de MSZB. Estas zonificaciones se basaron principalmente en el mapa geológico de Bogotá y en alrededor de 40 exploraciones profundas, cientos de sondeos someros y descripciones estratigráficas de pozos de agua.

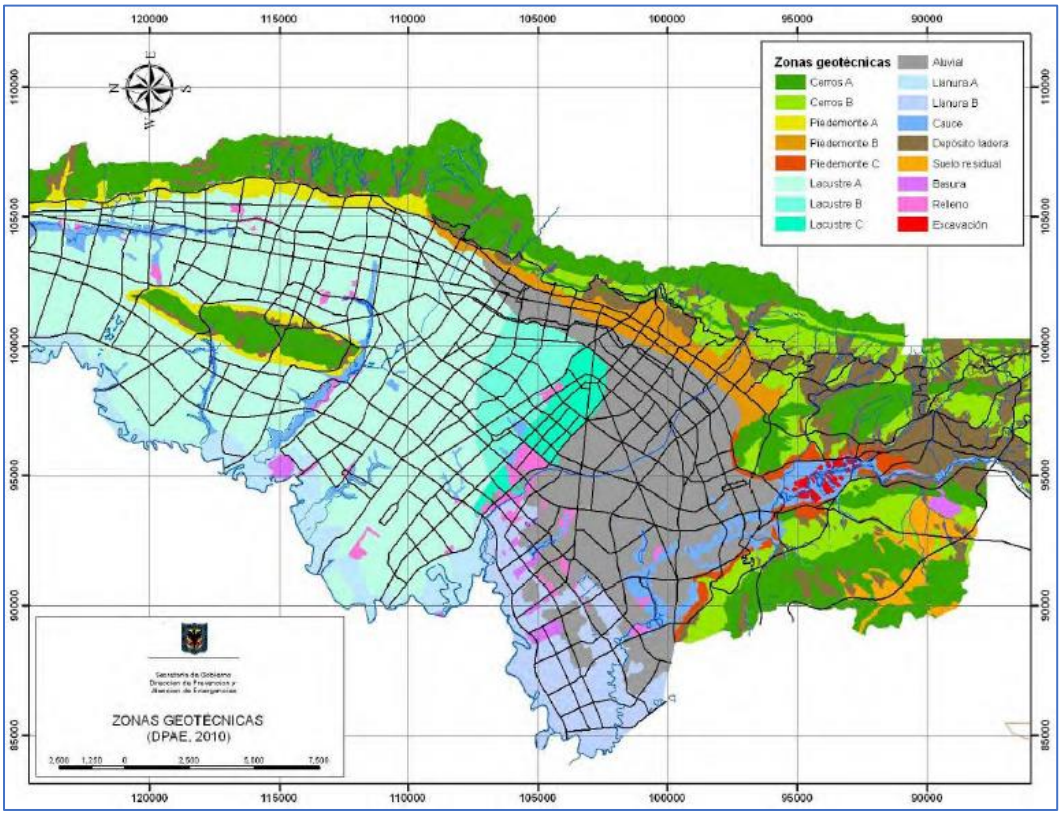
En general, a partir de estos trabajos en la ciudad de Bogotá se identifican cinco zonas con características geomecánicas homogéneas, que de acuerdo al estudio de MZSB se describen a grandes rasgos de la siguiente manera:

- **Roca o zona montañosa:** caracterizada por la presencia de areniscas duras resistentes a la erosión y arcillolitas cuya resistencia y deformabilidad depende de su humedad.
- **Piedemonte o conos de deyección:** conformado por materiales que bajo el efecto de la gravedad se han transportado y depositado en forma de cono o abanico, donde predominan los materiales granulares gruesos con matriz arcillosa.

- **Suelos duros:** predominan las arcillas preconsolidadas con intercalaciones de arena y suelos arenosas de origen aluvial.
- **Suelos blandos:** caracterizados por la presencia de arcillas blandas de alta compresibilidad y de origen lacustre.
- **Ronda de ríos y humedales:** pertenecen a esta zona los cuerpos de agua de la ciudad, tales como: humedades, antiguos lagos y zonas de inundación.

Finalmente en el mapa de zonificación geotécnica existente, se conservan las mismas cinco unidades geotécnicas identificadas en las anteriores zonificaciones, sin embargo, los principales aportes de este mapa están en la delimitación más precisa y subdivisión de las zonas de piedemonte y en la subdivisión de las unidades de planicie (lacustre, lacustre-aluvial y llanura de inundación) de acuerdo con la nueva información disponible y manteniendo una definición más de carácter geotécnico que geológico. (Ver figura siguiente)

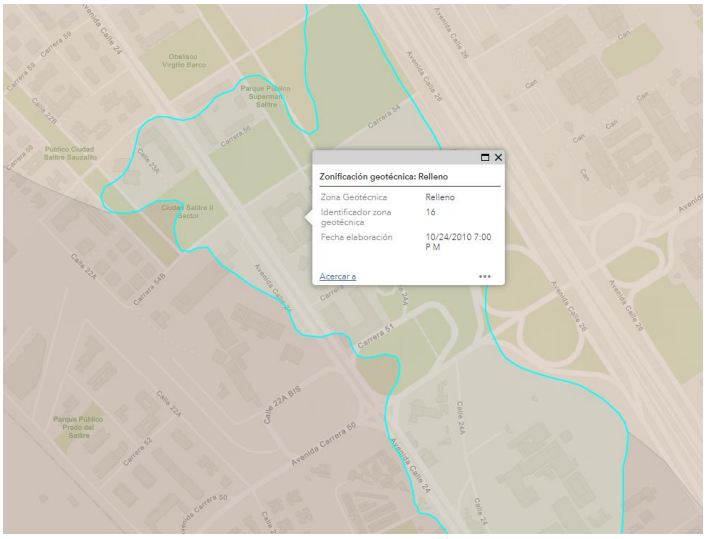
FIG. 5 Mapa de zonificación geotécnica ciudad de Bogotá



Fuente: Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones.

De la información geotécnica consultada, se pudo establecer que las estructuras donde hoy se localizan los tribunales, se erigieron sobre una zona considerada como relleno.

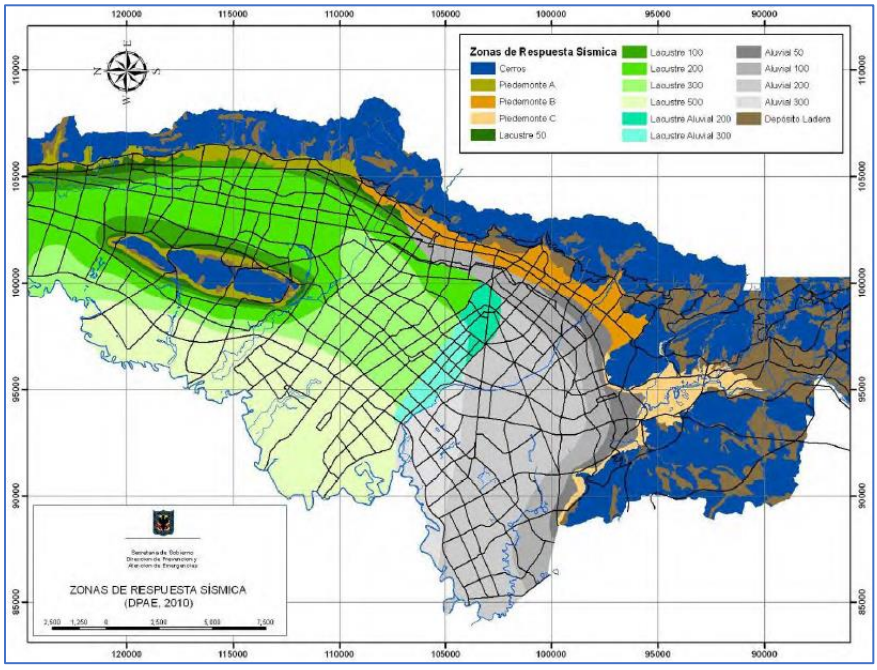
FIG. 6 Zonificación geotécnica sabana de Bogotá



Fuente: Geoportal IDIGER 2022

Del mismo documento "Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones", se pudo establecer que el área del proyecto, se encuentra zonificado dentro de la zona Lacustre 300 como se puede identificar en la siguiente figura y caracterizar en la tabla siguiente.

FIG. 7 Mapa de zonificación de respuesta sísmica de la ciudad de Bogotá



Fuente: Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones.

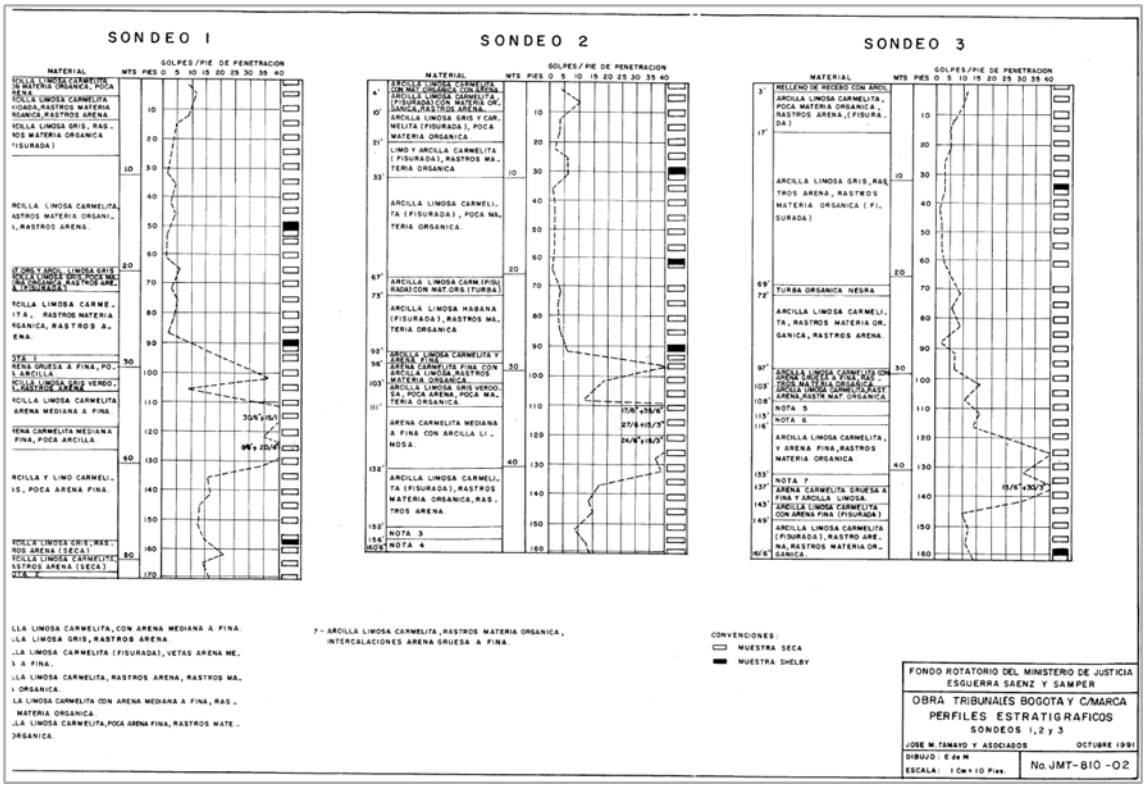
Tabla 1 Descripción de las zonas de respuesta sísmica

Zona	Espesor del depósito (m)	Periodo fundamental del suelo (s)	Descripción Geotécnica General	Velocidad onda promedio 50 m Vs (m/s)	Humedad Promedio 50 m Hn (%)	Efectos de sitio relacionados
Cerro	-	< 0.3	Rocas sedimentarias y depósitos de ladera con espesores inferiores a 6 m	> 750	< 10	Topográfico
Piedemonte A	< 50	0.3-0.6	Suelo coluvial y aluvial con intercalaciones de arcillas blandas: Bloques, cantos y gravas con matriz arcillo arenosas o areno arcillosa, capas de arcillas blandas.	200 - 750	Oct-80	Topográfico, amplificación
Piedemonte B	< 50	0.3-0.6	Suelo coluvial y aluvial con espesor superior a 12 m: Bloques, cantos y gravas con matriz arcillo arenosas o areno arcillosa	300 - 750	Oct-30	Topográfico, amplificación
Piedemonte C	< 50	0.3-0.6				
Lacustre-50	< 50	1.0-1.5	Suelo lacustre blando: Arcillas limosas o limos arcillosos, en algunos sectores con intercalaciones de lentes de turba	< 175	> 80	Amplificación
Lacustre-100	50-100	1.5-2.5				Amplificación
Lacustre-200	100-200	2.5-3.5				Amplificación
Lacustre-300	200-300	3.5-4.5				Amplificación
Lacustre-500	300-500	4.5-6.5				Amplificación
Lacustre Aluvial-200	100-200	2.0-3.0	Suelo lacustre con intercalaciones de aluvial: Arcillas limosas o limos arcillosos con de lentes de turba y capas de arenas compactas	< 200	> 60	Amplificación
Lacustre Aluvial-300	200-300	3.0-4.0				Amplificación
Aluvial-50	< 50	0.4-0.8	Suelo aluvial duro: Arcillas limosas o arenas arcillosos o limos arenosos, en algunos sectores se encuentran lentes de arenas limpias	175 - 300	25 - 50	Amplificación, licuación
Aluvial-100	50-100	0.8-1.2				Amplificación, licuación
Aluvial-200	100-200	1.2-2.5				Amplificación, licuación
Aluvial-300	200-300	2.5-4.0				Amplificación, licuación
Depósito Ladera	Jun-25	< 0.3	Depósitos de ladera con espesores superiores a 6 m de composición variable.	Variable según el tipo de deposito	Variable según el tipo de deposito	Topográfico

Fuente: Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones.

Validando la información siguiente, se contó con la información de los sondeos realizados en el momento de la construcción de las edificaciones para los tribunales en el año 1991, información que da cuenta del perfil estratigráfico encontrado antes de cualquier intervención en el predio. Corroborando así la presencia de suelo lacustre blando: Arcillas limosas o limos arcillosos, en algunos sectores con intercalaciones de turba. Ver figura siguiente.

Gráfica 1 Registro de sondeos realizados al predio de los tribunales 1991.

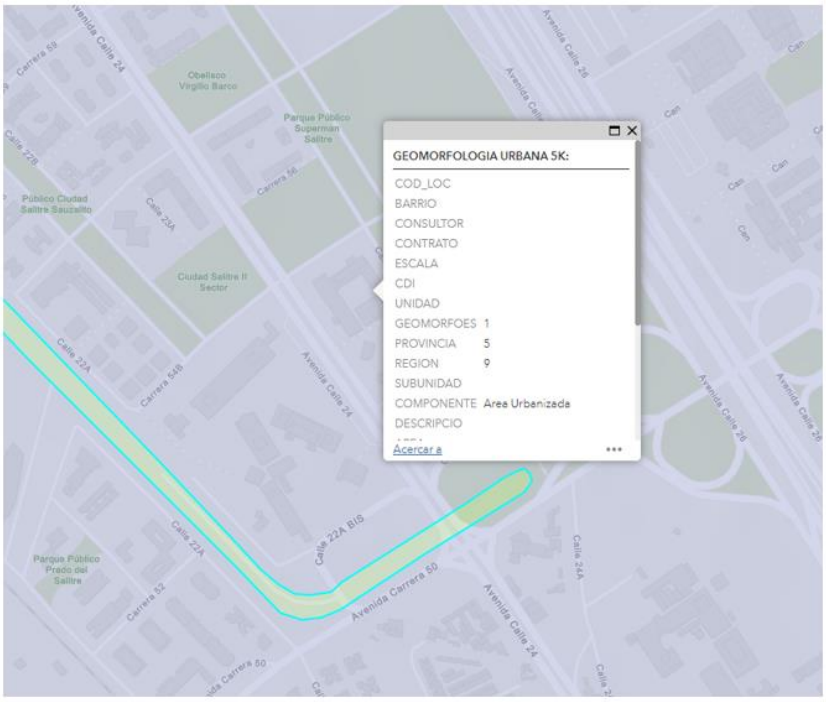


Fuente: Memorias técnicas de construcción Fondo Rotatorio del Ministerio de Justicia Esguerra Saenz y Samper. 1991.

2.2.2 GEOMORFOLOGÍA

Geomorfológicamente, el área del proyecto se determina como área urbanizada, este componente no posee unidad ni subunidad geomorfológica, por ser componentes transformados o alterados por el hombre y modificados en su estructura natural.

FIG. 8 Geomorfología área del proyecto (Zona Urbanizada).



Fuente: Geoportal IDIGER 2022

2.2.3 AMENAZA VULNERABILIDAD Y RIESGO

- **Riesgos Incrementados por Crisis Climática**

Bogotá es una ciudad altamente vulnerable ante los efectos del cambio climático, principalmente por las amenazas a las cuales se enfrenta, a los altos niveles de vulnerabilidad de la ciudad y su población, y la baja capacidad de adaptación de sus instituciones (IDEAM, 2017). El cambio climático, la variabilidad climática y el riesgo de desastres están estrechamente relacionados, ya que los cambios en el clima incrementan la frecuencia e intensidad de sus eventos en Bogotá, generando mayor ocurrencia de fenómenos amenazantes; esto junto con los escenarios de aumento de precipitación y temperatura hacen más vulnerable al Distrito Capital frente a la mayor ocurrencia de desastres.

Los nuevos escenarios de cambio climático para Colombia 2011-2100 del IDEAM concluyen que, si bien todo el país será afectado, los impactos variarían sustantivamente de región a región. En la región capital se espera un aumento de entre el 6 y 8 % en las precipitaciones para el periodo 2011 - 2100, y de más de 2 °C en la temperatura media, lo que sin duda se traducirá en mayores amenazas tanto de inundación y deslizamiento, como de sequías y alteración del uso del suelo. Estos escenarios de aumento de precipitación y temperatura no contemplan la exacerbación de

eventos derivados por los fenómenos de La Niña y El Niño, lo que hace impredecible y más vulnerable al territorio capital.

En este contexto, el IDEAM califica a Bogotá como una ciudad altamente vulnerable ante los efectos del cambio climático. Si bien la ciudad es privilegiada, el agua es un recurso frágil que depende de la conservación de los ecosistemas de montaña como los páramos y del uso sostenible que se le da. Debido a la alta dependencia que tiene Bogotá por las fuentes hídricas y los ecosistemas asociados, la adaptación al cambio climático es primordial. A nivel de ecosistemas, varios humedales de la ciudad, como el Humedal Tibanica, están amenazado por eventos de sequía. A su vez, garantizar el caudal ecológico a estos ecosistemas para que se conserven, disminuye la vulnerabilidad al cambio climático.

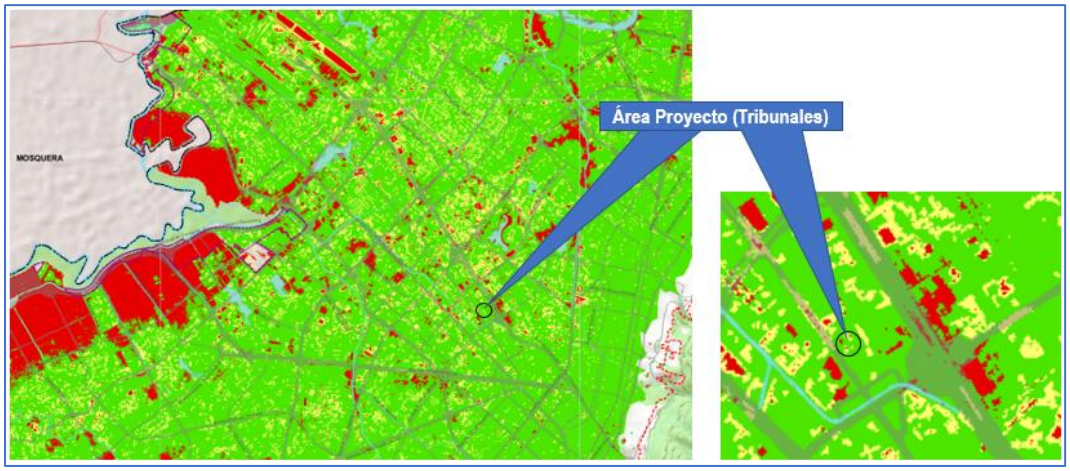
De acuerdo con el Índice de Riesgo Municipal, Bogotá es la ciudad con el mayor nivel de riesgo climático del país. Esto se debe principalmente a las amenazas a las cuales se enfrenta, a los altos niveles de vulnerabilidad de la ciudad y su población, y a la baja capacidad de adaptación de sus instituciones (IDEAM, 2017).

El Distrito Capital actualizó en los últimos años los estudios básicos y la zonificación de amenaza de movimientos en masa, inundaciones, avenidas torrenciales e incendios forestales. Los resultados obtenidos por el IDIGER para la zonificación de amenazas por movimientos en masa, inundaciones, avenidas torrenciales y/o crecientes súbitos e incendios forestales en escala básica para el suelo rural y urbano, pueden ser consultados en el Documento Técnico de Soporte Gestión del riesgo y cambio climático en el ordenamiento del territorio. Bogotá D.C, marzo de 2021, que hace parte del instrumento de ordenamiento territorial presentado para el Distrito.

De acuerdo con los cálculos realizados por la Dirección de Información, Cartografía y Estadística de la SDP, las áreas en amenaza establecidas a la fecha con base en los conceptos técnicos del IDIGER, como entidad competente, e incorporadas a la cartografía POT por Resolución, conforme a lo establecido por la normatividad, son las siguientes: 19.287 hectáreas en amenaza por remoción en masa (6.638 hectáreas en amenaza baja, 10.822 hectáreas en amenaza media y 1.827 hectáreas en amenaza alta)19 y 6.928 hectáreas en amenaza por inundación (1.089 hectáreas en amenaza baja, 3.879 hectáreas en amenaza media y 1.960 hectáreas en amenaza alta) . De estas áreas en amenaza, 730 hectáreas son catalogadas como de suelo de protección por riesgo, es decir, se trata de áreas con riesgo no mitigable.

Analizada la información regional frente a las amenazas de la sabana de Bogotá, y para efecto de este proyecto, se identifica como se encuentra zonificada el área de interés frente a las amenazas evaluadas. Ver las siguientes imágenes.

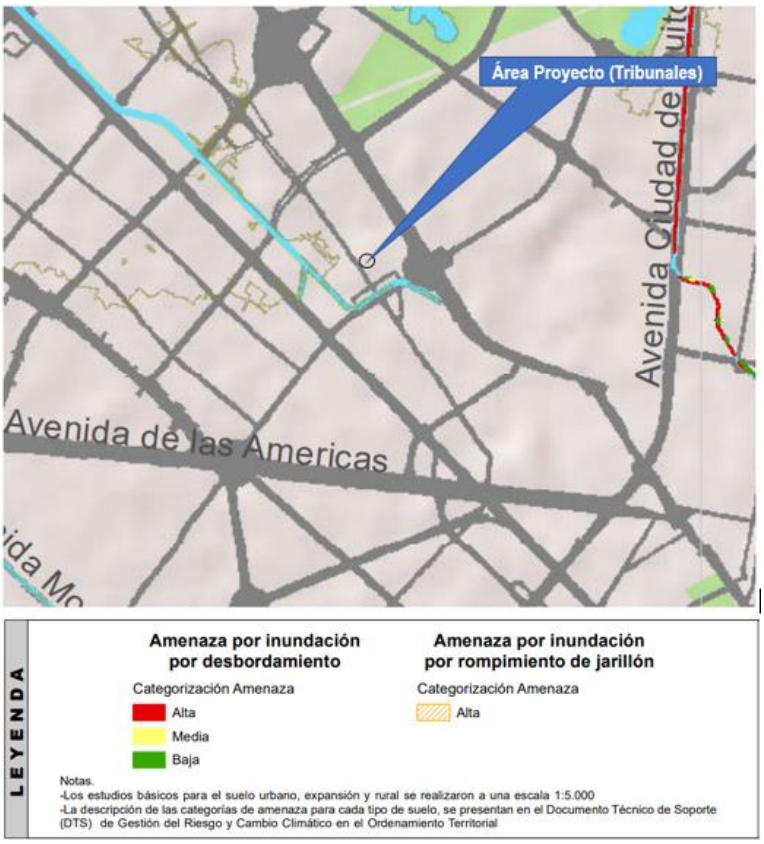
FIG. 9 Amenaza por encharcamiento suelo urbano



Fuente: POT 2021 cu.2.14. _amenaza_por_encharcamiento_suelo_urbano_y_expansion

Para esta amenaza por encharcamiento, en el suelo urbano la zonificación dada es baja para el sector de los tribunales.

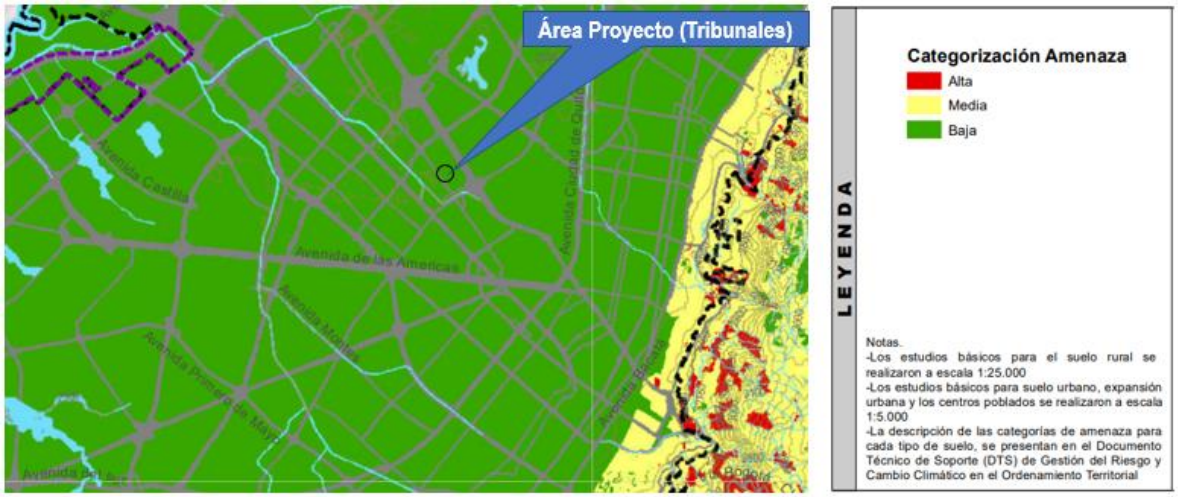
FIG. 10 Amenaza por Inundación



Fuente: POT 2021 cg-3.3.10._amenaza_inundacion

El área del proyecto, de acuerdo a la zonificación de esta amenaza por inundación, no está en ninguna categoría o no presenta amenaza.

FIG. 11 Amenaza por movimientos en masa



Fuente: POT 2021 cg-3.3.1._amenaza_por_movimientos_en_masa

Las amenazas por fenómenos de remoción en masa para la zona de la ubicación del proyecto, se encuentra zonificado como de amenaza baja.

2.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El desarrollo de este informe tiene como finalidad tener conocimiento del comportamiento geomecánico del suelo de cimentación presente en el área de estudio.

La consultoría ha proyectado un plan de trabajo de acuerdo con las características de la estructura edificio Tribunales, cumpliendo con lo establecido en la NSR-10 con el objetivo de tener veracidad en la información que se consignara en el presente informe.

Tabla 2 Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

Fuente: Tabla H.3.1-1 NSR10.

Tabla 3 Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción

Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

Fuente: Tabla H.3.2-1 NSR10

Teniendo en cuenta lo mencionado en el ***titulo H.3.1*** Unidad de construcción la estructura objeto del estudio se puede definir como construcciones adosadas de categoría baja, hasta longitud máxima de 80 m, y con los niveles proyectados de la estructura se clasifica como Categoría Media y por ende se recomienda mínimo la realización de 4 sondeos a una profundidad mínima de 15 m.

En cuanto a las Características y distribución de los sondeos mencionadas en el ***titulo H.3.2.4*** **literal (d)** menciona que los sondeos realizados de estudios preliminar pueden incluirse como parte del estudio definitivo de acuerdo a dicha normativa.

Se tiene también en cuenta en la Profundidad de los sondeos mencionado en ***título H3.2.5*** que la profundidad indicativa se considera a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación, en el **literal (d)** la longitud total del pilote más largo, mas 4 veces el diámetro del pilote o 2 veces el ancho del grupo de pilotes; **literal (e)** 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión para grupos de pilotes; **literal (h)** es posible que alguna de las consideraciones precedentes conduzca a sondeos de una profundidad mayor que la dada en el ***tabla H.3.2-1.*** En caso tal, el 20% de las perforaciones debe cumplir con la mayor de las profundidades así establecidas.

2.4 RECOPILACIÓN DE LA INFORMACIÓN

Se realiza una etapa de trabajo previo a la ejecución de los mecanismos de perforación y muestreo con el fin de tener conocimiento previo del área de estudio, se revisaron documentos relacionados directamente al área de estudio, así como información generada por organismos gubernamentales que aportan información valiosa del tipo de materiales presentes en el área, su comportamiento general a las cargas, asentamientos y o eventos ocurridos que puedan definir o afectar algunos de los parámetros con los que se trabajara en este informe.

Tabla 4 Recopilación de documentación existente referente a estudios de suelos y geotécnicos que se han realizado en el área de interés.

DOCUMENTO	NOMBRE DEL DOCUMENTO	ELABORADO POR	FECHA ELABORACIÓN
1	ESTUDIO DE SUELOS PARA EL EDIFICIO DE TRIBUNALES Y FISCALÍAS DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA.	BANCO CENTRAL HIPOTECARIO. AQUILES ARRIETA G. INGENIERO CIVIL	SEPTIEMBRE 7 DE 1990
2	OBRA TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA, INFORME GEOTÉCNICO	JOSE MARIA TAMAYO Y ASOCIADOS	OCTUBRE DE 1991
3	PRUEBA DE CARGA TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA	MALDONADO INGENIERIA S.A. ROBERTO MALDONADO INGENIERO CIVIL	DICIEMBRE 20 DE 1991
4	ASESORIA GEOTÉCNICA PROBLEMAS DE EXCAVACIÓN EDIFICIO TRIBUNALES	INGENIERIA Y GEOTECNIA LTDA. INGENIEROS CONSULTORES ING. JULIO E. MOYA BARRIOS	ENERO DE 1992
5	ASESORIA DE SUELOS Y CIMENTACIONES, EXCAVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN SUBESTRUCTURA EDIFICIO TRIBUNALES INFORME COMPLEMENTARIO	INGENIERIA Y GEOTECNIA LTDA. INGENIEROS CONSULTORES ING. JULIO E. MOYA BARRIOS	FEBRERO DE 1992
6	INFORME SOBRE LAS CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES Y DE ESTABILIDAD DE SUELOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE LOS SÓTANOS DEL EDIFICIO TRIBUNALES EN BOGOTÁ	HÉRNAN SANDOVAL ARTEAGA INGENIERO ASESOR PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA	FEBRERO 26 DE 1992
7	ASESORIA GEOTECNICA OBRA TRIBUNALES BOGOTÁ CUNDINAMARCA	JOSE MARIA TAMAYO Y ASOCIADOS	MARZO DE 1992
8	EFECTO DEL TIEMPO EN LOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD Y DEFORMACIÓN EN LA EXCAVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA DEL EDIFICIO TRIBUNALES	INGENIERIA Y GEOTECNIA LTDA. INGENIEROS CONSULTORES ING. JULIO E. MOYA BARRIOS	MARZO 2 DE 1992

Fuente: autores.

Tabla 5 Resumen del informe “Estudio de suelos pata el edificio tribunales y fiscalías de Bogotá y Cundinamarca”

DOCUMENTO 1

TITULO	ESTUDIO DE SUELOS PARA EL EDIFICIO DE TRIBUNALES Y FISCALÍAS DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA.
INFORME No.	000159/90
ELABORADO POR	BANCO CENTRAL HIPOTECARIO. AQUILES ARRIETA G. INGENIERO CIVIL

ELABORADO EN	AV DE LA ESPERANZA, BOGOTÁ
FECHA	Septiembre 7 de 1990
OBJETIVO	El presente estudio tiene como objeto la evaluación de las características geotécnicas del lote, el análisis del comportamiento esperado de las obras previstas en el respectivo proyecto arquitectónico sobre este suelo y la recomendación del sistema de cimentación, contención y obras complementarias que se requieran para garantizar el comportamiento seguro de la obra durante y después de la construcción, dentro de unos criterios de sana economía y eficiencia constructiva.
ANÁLISIS REALIZADOS	Exploración de suelos. - 12 perforaciones con barreno manual a 15 m. de profundidad, enfocadas a precisar las condiciones del horizonte superior. - Perforaciones de hasta 15m. mediante uso de cuchara tipo Auger de 12 cm. de diámetro accionada manualmente, en condiciones naturales de humedad. - Muestras herméticas para determinación de contenido de humedad cada 1 m. - Muestras representativas para clasificación y determinación de propiedades físicas cada 1 m. o cada cambio de estrato. - Muestras con tubo de pared delgada tipo Shelby de 3” de diámetro para determinación de propiedades mecánicas en laboratorio. - Resistencia al corte in-situ (Su) cada 0.25 m., con veleta de torsión de campo debidamente calibrada. En cada medición se determinó el valor de la resistencia residual para establecer la sensibilidad del suelo. Ensayos de laboratorio. - Contenido de humedad natural - Límites de Atterberg - Gravedad específica - Peso unitario - Compresión inconfinada - Consolidación lenta
OBSERVACIONES	- Cualquier solución de cimentación que suponga la transferencia de cargas mediante un elemento estructural de alta rigidez (losa

aligerada, losa maciza con vigas descolgadas) producirá deformaciones diferenciales (pueden llegar a los 6 cm. en algunas juntas) a largo plazo en cada zona y en el caso particular de la zona D sería muy costoso garantizar una reacción uniforme teniendo en cuenta la topología estructural y de cargas.

- Los efectos que tiene la excesiva retracción durante la desecación en las capas limosas sub-superficiales, sobre la permeabilidad global de este estrato a su capacidad portante y a su compresibilidad, en otros estudios, han originado comportamiento incorrecto de fundaciones, rellenos, pavimentos y obras de infraestructura; debido a que reduce la buena capacidad de estos niveles superiores para estabilidad de excavaciones, capacidad de soporte de cargas estructurales y drenaje a excavaciones, al fraccionar el suelo en bloques y volverlo vulnerable al ablandamiento puntual en caso de saturación por largo tiempo en la zona fisurada.
- El nivel freático registrado tiende a disminuir con el tiempo debido al proceso de urbanización que se presenta y los procesos de bombeo de agua para el consumo agroindustrial de flores.
- La posible fluctuación del nivel freático debido a la fisuración podría tener implicaciones en la estabilidad de taludes.
- Debido al comportamiento frágil en los niveles superiores y dúctil en los niveles inferiores por el incremento del contenido arcilloso con la profundidad, se origina una mayor vulnerabilidad a los niveles superiores, en particular en las condiciones de desconfinamiento que se reproducen en el momento de una excavación, ya que la falla es casi destructiva y a bajos niveles de deformación.
- Según los datos obtenidos de resistencia In-situ (Horizonte Profundo) podrían diseñarse pilotes hincados de sección pequeña (0,30 x 0.30 m) para esfuerzos de punta importantes, porque el proceso de hinca aumenta el empaquetamiento y por consiguiente la resistencia de los lentes de arena encontrados entre los 30 y 45 m. de profundidad, y porque su relación entre el ancho del área minimiza el efecto de la deformidad global. De lo anterior se desprende que en el caso presente el diseño de pilas pre-

excavadas debe considerar un comportamiento de resistencia por adhesión que garantice muy baja deformabilidad.

CONCLUSIONES

- El perfil del lote corresponde a la estratigrafía característica del depósito de la Sabana.

HORIZONTE SUPERIOR (0.0 a 6.0m)	Constituido por limos arcillosos y arcillas limosas altamente desecadas, resistentes y poco deformables, pero muy fisurado por retracción, lo cual limita su alta competencia como estrato de fundación y su confiabilidad para auto soporte en excavaciones a tajo abierto.
HORIZONTE INTERMEDIO (6.0 a 35.0m.)	Limos arcillosos con intercalaciones de arcillas, arena limosa y un nivel turboso bien definido entre 22.0 y 27.0m. aproximadamente; normalmente consolidado, aumenta su resistencia y su módulo de elasticidad con la profundidad; su compresibilidad es moderada a baja. Competente para la transferencia de carga de pilotes (hincados o pre-excavados) por adhesión al fuste con bajas deformaciones.
HORIZONTE INFERIOR (35.0 a 45.0m.)	Aumenta la frecuencia y espesor de lentes areno-limosos densos. Sin embargo, la eficiencia para trabajo por punta de pilotes pre-excavados de gran diámetro debe descartarse teniendo en cuenta el

escaso grosor de dichos estratos y su erraticidad horizontal.

- El nivel freático estable está situado entre 3.50 y 5.0 m. con posibilidades de fluctuación de ± 1.0 m. según la condición del clima reinante. No obstante, es previsible que el control de aguas lluvia e infiltradas pueda lograrse durante la excavación con equipos convencionales de bombeo.

RECOMENDACIONES

PARAMENTO/PROFUNDIDAD DEL SÓTANO: Teniendo en cuenta que el sótano tendrá una excavación mínima de 8.00 m. con respecto a la esquina oriental. Al sacar el sótano hasta el paramento del lote será necesario contener en su plena altura los tres costados limitados por vías. Debido a la profundidad del sótano se eliminó el aislamiento que permite desarrollar un talud de seguridad para una excavación a cielo abierto. Sin este aislamiento el riesgo de una falla involucra la estructura de andenes y redes de servicios.

SISTEMA DE CIMENTACIÓN: para la cimentación de todas las estructuras previstas se recomienda diseñar y construir pilas pre-excavadas coladas in-situ acopladas mediante una zapata o dado cabezal a la respectiva columna y rigidizadas por un marco de vigas de amarre en los dos sentidos principales. Esta solución es más racional para el manejo de las diferencias de carga estructural por las siguientes razones:

- Se controla el asentamiento total a un máximo de 2 cm. y se elimina la posibilidad de asentamientos diferenciales.
- Se logra un manejo seguro de fuerzas dinámicas sobre la estructura.
- Se eliminan los riesgos inherentes a las vulnerabilidades descritas en la interpretación geotécnica para los horizontes superficiales.
- Se controla la posibilidad de rebote elástico del fondo de la excavación.
- Se puede reducir el tiempo de construcción y se disminuye el volumen de excavación.

El diseño y construcción de este sistema de cimentación deberá tener en cuenta los siguientes criterios:

- Se utilizarán pilas cilíndricas excavadas con maquina a través de lodos bentónicos pasados y colados en concreto de f´c=3000 psi.
- Para proporcionar la cimentación de cada columna podrán usarse los criterios de diseño establecidos en la Fig. 27.
- La selección de diámetros y longitudes deberá hacerse con miras a tener un máximo de dos pilas por columna, de forma que los cabezales se orienten paralelamente a las vigas de enlace, con lo cual se logra una gran eficiencia constructiva y economía en las zapatas cabezales o dados.
- El espaciamiento mínimo entre pilas será de 2.50 veces el diámetro de la pila entre centros para el diseño de cabezales.
- La selección de diámetros y longitudes deberá ser única en las columnas que requieran más de un pilote.
- En lo posible, se recomienda considerar diámetros de 0.60 a 0.80 m. y longitudes tan uniformes como sea factible.
- El asentamiento total esperado será menor de 2.5 cm.
- El vaciado del concreto se hará a través de lodos bentónicos mediante tubo de trompa de elefante (tremie) hasta la cota de cimentación pre-establecida y la boca inferior de la trompa mantenerse 5 cm por debajo del nivel del concreto vaciado para evitar burbujas y contaminación del mismo.
- La viscosidad de los lodos debe mantenerse entre 30 y 40 segundos MARSH y su densidad entre 1.05 y 1.15 g/cc.
- Se colocará sobre las pilas un cabezal de concreto con un sobreancho no menor que 0.15m. en relación con el polígono circunscrito a ellas, para transmitir adecuadamente las cargas
- El cabezal ira apoyado directamente sobre el terreno al que se le habrá colocado una capa de concreto pobre de limpieza.
- Se apoyará el cabezal a 1.0 m por debajo del nivel de la placa del sótano, como mínimo y de acuerdo con las dimensiones del diseño estructural.
- El refuerzo longitudinal de las pilas se prolongará en una longitud mínima de 6.0 m y variará entre 0.005 y 0.01 del área de la sección transversal de la pila, de acuerdo con las solicitaciones de carga en cada caso.

- No construir dos pilas contiguas para evitar problemas de interacción durante el fraguado entre pilas muy cercanas.
- Las vigas de enlace deben diseñarse para transferir un 5% de carga entre columnas adyacentes.
- Las columnas de borde que se apoyen sobre el muro del sótano deberán cimentarse sobre pilotes tipo barrete (de sección rectangular) siguiendo los criterios generales sugeridos para pilotes.

Es importante recomendar que la cimentación de las columnas de borde en las juntas estructurales se lleve a cabo sobre una zapata cabezal conjunta, compartiendo igualmente la respectiva viga de amarre.

SISTEMA DE CONTENCIÓN: Se recomienda diseñar un sistema de cortinas o pantallas de hormigón precoladas, reforzadas y dotadas de una viga cabezal -perimetral- para vincular el muro en su cabeza y proveer una adecuada rigidez en el momento de excavar. La pantalla debe diseñarse para que cumpla los siguientes criterios:

- Diseñar en concreto reforzado (f´c= 3000 psi, fy= 60000 psi)
- Considerar para el diseño la condición crítica que se propone en la Fig. 29.
- Espesor de la pantalla: t= 0.30 m.
- Anclaje bajo el fondo de excavación

E= 25% H (altura de contención en el sitio)

- Diseñar una viga cabezal de sección mínima:

B=0.30 m. (ancho)

H=0.50 m. (alto)

- Construir en módulos máximos de 6.0 m.

La pantalla se construirá desde la superficie utilizando lodo bentónico y sistema tremie para la colocación del concreto siguiendo las normas generales recomendadas para las pilas precoladas.

Esta pantalla no es autoportante para la excavación prevista; por consiguiente, será necesario al excavar dejar una berma de 2.0 m. de ancho y un talud de 75° con la horizontal, para conformar un contrafuerte que estabilice la pantalla, luego de hacer una excavación general de 2.0 m. en toda el área del lote.

Debe proyectarse un doble muro para proveer un acabado adecuado al interior de los sótanos.

Teniendo en cuenta la naturaleza de los suelos del lote se anticipa una gran eficiencia en la construcción de pantalla y pilotes, adicionalmente, una expansión bastante reducida.

PLACA DE PISO: Deberá diseñarse de acuerdo con los siguientes criterios

- La losa deberá diseñarse en concreto de f´c= 3000 psi, debidamente reforzada, con un espesor mínimo de t= 0.20m.

Fuente: autores.

Tabla 6 Resumen del informe “Obra tribunales Bogotá y Cundinamarca, informe geotécnico”.

DOCUMENTO 2

TITULO	OBRA TRIBUNALES BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA, INFORME GEOTÉCNICO.
INFORME No.	JMT-810
ELABORADO POR	JOSÉ M. TAMAYO Y ASOCIADOS

ELABORADO EN	Lote de la Avenida de la Esperanza (Calle 25D) con Carrera 54 de Santa Fé de Bogotá
FECHA	Octubre de 1991.
OBJETIVO	Despejar algunas dudas planteadas en los informes de los ingenieros Jaime Bateman Durán y Aquiles Arrieta Guerra respecto al subsuelo.
ANÁLISIS REALIZADOS	Exploración de suelos: se realizaron:

- 5 perforaciones con profundidades entre 170.5 pies (52.0 metros) y 161.5 pies (42.2 metros). Las profundidades alcanzadas nos permiten verificar longitud y capacidad portante de los pilotes propuestos.
- Sondeos los cuales se avanzaron por rotación utilizando triconos de 3.5 y 3 pulgadas de diámetro.
- Muestras por penetración estándar (SPT) cada 5 pies (1.5 m).
- Muestras con tubo “shelby” de 3 y 2.5 pulgadas de diámetro en los estratos arcillosos representativos.
-

Ensayos de laboratorio: Para los Shelbys se realizaron los ensayos de:

- Contenido de humedad
- Peso unitario
- Límites de Atterberg
- Compresión inconfinada
- Triaxial UU
- Triaxial CU

Se hicieron ensayos de compresión inconfinada con penetrómetro de bolsillo y de resistencia al corte con veleta Geonor.

Las pruebas se hicieron de acuerdo a las normas ASTM.

RESULTADOS

- El nivel freático se encontró entre 20 a 25 pies (6.1 y 7.6 m) de profundidad.
- El perfil general del subsuelo es:

  - Relleno de recebo cuyo espesor varía entre 0 (sondeos 1 y 2) y 3 pies (0.9 metros) en sondeo 4.

  - Arcilla limosa oxidada y fisurada con materia orgánica, de consistencia mediana hasta 20 pies (6.1 m) aproximadamente.

  - Arcilla limosa carmelita y gris, algo fisurada y con rastros de materia orgánica de 20 a 67 pies (6.1 a 20.4 m). el material es blando con plasticidad y humedad altas.

  - Turba negra a profundidades que varían entre 64 pies (19.5 m) en el sondeo 5 y 69 pies (21 m) en el sondeo 3, cuyo espesor varía entre 2 y 6 pies (0.6 y 1.8 m).

  - Arcilla limosa carmelita y gris con rastros de materia orgánica y algunas vetas de arena, esta capa llega hasta 92 pies (28 m) en el sondeo 2 y 98 pies (29 m) en el sondeo 4, de consistencia blanda, plasticidad y humedad alta.

  - Estratos intercalados de arenas mediana a fina y arcilla limosa. La compactación de la arena es alta (20 a 35 golpes SPT). La arcilla es blanda. La zona tiene una profundidad que varía entre 106 pies (32.3 m) en el sondeo 5 y 116 pies (35.4 m) en el sondeo 3.

  - Arena compacta (25 a 40 golpes SPT), en partes con arcilla limosa de consistencia mediana a alta (10 a 25 golpes SPT). La profundidad del fondo de la capa varía entre 130 pies (39.6 m) en el sondeo 1 y 143 pies (43.6 m) en el sondeo 3. En el sondeo 4 los estratos alternados de arena y arcilla tienen espesores del orden de 6 pies (1.8 m).

  - Hasta el fin de las perforaciones, se encontró arcilla limosa con algunas vetas de arena. La consistencia de los materiales es de mediana a alta (10 a 15 golpes SPT)

- Asentamientos en pilotes de fricción:

Se hizo un ensayo de compresión triaxial (CU) a una muestre tomada a 60 pies (18.3 m) de profundidad. Los resultados indican para un pilote de 30 metros de longitud efectiva, que tome por fricción 1.5 toneladas por metro cuadrado de área lateral, se tiene:

- Asentamientos totales: de 6 a 8 centímetros.
- Asentamientos diferenciales: de 3 a 5 centímetros.

OBSERVACIONES

- Los Trabajos de terreno fueron realizados en los meses de septiembre y octubre, época de lluvias escasas.
- En los sondeos para proteger las paredes de los huecos se utilizó tubería de revestimiento de 4”, NW y NQ. En los sondeos 1 y 4 se dejaron enterrados tubos de PVC de 10 metros de longitud y 2” de diámetro, los cuales permiten medir niveles freáticos.
- El lote se encuentra ubicado en un área de riesgo sísmico de mediano a alto (Zona 4).
- Existen capas arcillosas blandas y saturadas a poca profundidad. Estos materiales son susceptibles de sufrir licuación aún en un sismo de baja intensidad.

La licuación aumenta considerablemente los empujes horizontales.

- Las perforaciones complementarias se hicieron desde el fondo de la excavación existente, cuya profundidad estaba en 1.3 metros por debajo del nivel 0 del proyecto.
- Los asentamientos se irán presentando a medida que se construye la estructura.

CONCLUSIONES

- Pilotaje:

- Las arcillas limosas superficiales tienen baja capacidad portante y son susceptibles de sufrir asentamientos considerables al ser sobrecargadas.

- Las capas arenosas tienen compactación y espesor suficientes para absorber buena parte de la carga de los pilotes por la punta. Hay que tener cuidado con las intercalaciones de arcilla blanda que aparece en la parte superior del estrato portante.
- No se detectó arena en el área del centro del lote.

- Pantalla:
  - Con las cargas asumidas para las condiciones existentes de humedad, drenaje y profundidad del nivel freático del terreno, la alternativa más adecuada fue la propuesta por el doctor Arrieta la construcción de un muro de pantalla perimetral, formado por módulos pre-excavados de concreto reforzado fundidos en el sitio 0.4 m de espesor y unos 5.0 m de longitud, empotrada 3 m por debajo del fondo de la excavación en el nivel -10.30 m y con la berma de 2 m de ancho por debajo del primer sótano. Construidos en una primera etapa junto con los pilotes de cimentación, pre-excavados y de concreto fundido en el sitio.

- Prueba de carga: A los requerimientos del doctor Arrieta conviene agregar:
  1. El anclaje de los pilotes de reacción con las vigas horizontales se diseñaría para resistir el doble de los esfuerzos teóricos, con el fin de evitar fallas por movimientos horizontales y/o verticales diferenciales.
  2. Se recomendó al momento de aplicar la carga medir los asentamientos en el pilote de prueba y los levantamientos en los de reacción.
  3. Establecer varios sistemas independientes de medidas. Los controles incluían extensómetros, nivelación de precisión, alambres horizontales, etc.
  4. Para determinar la resistencia por fricción conviene que la punta del pilote de prueba quede unos 0.5 m por encima de la capa de

arena, cuya profundidad se determinará exactamente en la excavación de los pilotes de reacción.

5. Se recomendó aislar del terreno aledaño la parte superior del pilote que queda en la zona por excavar, esto para que la fricción únicamente fuese en el subsuelo donde no se realizó excavación.

RECOMENDACIONES

Las recomendaciones dadas son para estructuras de características iguales a las suministradas.

- El diseño estructural debe tener en cuenta las resultantes de todas las fuerzas que actúan, tales como movimientos sísmicos, empujes horizontales, vibraciones, peso propio, cargas vivas, etc.
- Construcción de pilotes de cimentación, pre-excavados y de concreto fundido en el sitio, de diámetro variable entre 0.60 y 0.80 m, longitud efectiva de unos 37 m y refuerzo en los 6.0 m superiores.
- Las cargas de trabajo de los pilotes no deben exceder las máximas especificadas para los diámetros y longitudes mínimas indicadas en el plano de cimentación.
- Se recomienda llevar las puntas de los pilotes hasta un metro dentro de los estratos arenosos. Así se obtiene un aumento de capacidad de soporte por punta y se disminuyen los asentamientos.
- No es conveniente transmitir por punta más de 25 kilogramos por centímetro cuadrado a la arena. Por consiguiente, no se deben disminuir los diámetros de los pilotes.
- La bentonita forma una película lubricante entre el concreto y el terreno. Por lo tanto, disminuye la fricción.
- Hay posibilidad de que el concreto se contamine por derrumbes o estrangulación de la excavación. Durante la caída por el tubo, el concreto puede contaminarse con bentonita y sus

componentes segregarse, cayendo los gruesos primero. Es importante perforar algunos pilotes tomando núcleos para analizarlos.

- La zona del proyecto está sufriendo asentamiento por desecación. Es necesario que los puntos de control de nivelación se chequeen con un BM permanente que no sufra movimiento.
- Se presentarán asentamientos diferenciales entre las estructuras soportadas por pilotes y los andenes y construcciones apoyadas directamente sobre el terreno. Esto ocasionará grietas en las juntas.
- Las tuberías de drenaje y desagües deben dejarse con pendientes adicionales a las mínimas requeridas (1% a 2% adicional). Así se compensarán disminuciones de pendientes causadas por futuros asentamientos.
- Deben dejarse holguras en los pasos de tuberías a través de vigas y/o placas. Así se evitan daños por movimientos.
- Se recomendó dejar tubos horizontales a través de las pantallas, para construir drenes por entre ellos a medida que avanzaba la excavación. Colocar dos tubos de diámetro interno de 2.5” a 3” por tramo de hasta 5 m. de cortina, uno a unos 3 m. de profundidad y el otro a unos 0.5 m. por encima del fondo de la excavación proyectada.
- Para verificar el nivel freático se recomendó colocar piezómetros por detrás de la pantalla alrededor del lote y extraer el agua rápidamente evitando empozamientos.
- Se recomendó llevar control de los movimientos horizontales y verticales de la pantalla a medida que avanza la excavación. En los controles incluir: inspecciones oculares, lecturas de inclinómetro, nivelaciones, levantamientos topográficos de cabezal, plomadas, mediciones de distancias horizontales a puntos inamovibles, etc.

- También se recomendó no iniciar excavaciones (general o manual) sin antes haber terminado las placas de primer sótano y basamento en los sectores aledaños. Para no tener más de 30 m de longitud continua de pantalla sin soporte de dos placas.
- Para la etapa de excavación general, se recomendó realizar excavación por sectores, soportando el muro de pantalla con dos niveles de anclajes tipo aguja y berma desde el nivel -4.50 m hasta el fonde de excavación a -7.30 m. Una vez alcanzado ese nivel proceder a construir los cabezales y vigas de amarre de los grupos de pilotes descubiertos, las columnas correspondientes y vigas longitudinales y transversales de apuntalamiento contra la pantalla, a nivel de primer sótano y primer piso. Se continuará con la excavación de las bermas y la construcción de las vigas de amarre de cimentación, placa de subpresión y placa de piso de sótano.
- Para disminuir los asentamientos, las puntas de los pilotes deben penetrar del orden de un metro dentro de los estratos arenosos que comienzan a aparecer alrededor de 32 metros por debajo del futuro nivel de excavación.

Fuente: autores.

Tabla 7 Resumen “Prueba de carga tribunales de Bogotá y Cundinamarca”

DOCUMENTO 3

TITULO	PRUEBA DE CARGA TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA
INFORME No.	2862/91
ELABORADO POR	MALDONADO INGENIERÍA S.A. ROBERTO MALDONADO INGENIERO CIVIL
ELABORADO EN	Lote de la Avenida de la Esperanza (Calle 25D) con Carrera 54 de Santa Fé de Bogotá
FECHA	Diciembre 20 de 1991

OBJETIVO	Presentar un informe sobre los resultados de la prueba de carga efectuada al pilote situado sobre el eje N entre los ejes 4 y 5 del proyecto tribunales de Bogotá y Cundinamarca.
ANÁLISIS REALIZADOS	Prueba de carga sobre pilote de acuerdo a la norma ASTM D-1143-74.
RESULTADOS	Curvas de Carga vs. Deformación. • Hasta las 187.5 Ton, el comportamiento se muestra lineal lo que indica que se está trabajando en el rango elástico del suelo. de ahí en adelante el comportamiento se vuelve plástico. • Proyectando el rebote en la parte de carga de la curva se obtiene una carga de fluencia del orden de 260 Ton la cual, con un factor de seguridad del 1.5, resulta en una carga de trabajo de 173 Ton. Curvas -Ln (1-P/Pmax) vs. Deformación. • En este criterio llamado de Vander Veer, se hace una proyección de los valores de la prueba para deducir la probable carga de falla. Según este sistema dicha carga seria del orden de 390 Ton. • Al aplicar un factor de seguridad de 2.0 se tendría una carga de trabajo del orden de 195 Ton. Curva de Deformación vs. Tiempo. • Se llega al equilibrio entre carga y deformación hasta 225 Ton y luego a pesar de que no aumentan las cargas, las deformaciones siguen aumentando. • Se estima, con base en las curvas, que la carga de fluencia esta cercana a 260 Ton, lo que indica que la carga máxima de trabajo, tomando un factor de seguridad de 1.5, seria del orden de 173 Ton.
OBSERVACIONES	- La punta del pilote prueba quedo en el estrato de arena gris, cota -37.75 (profundidades de 32 a 40 m.) - El pilote para la prueba se prolongó hasta el nivel de superficie y se le construyo un dado apropiado para el apoyo del sistema de carga (gatos hidráulicos). Las características del pilote son: Pilote pre-excavado de concreto (f c= 280 Kg/cm2)

	Diámetro de 0.60 m. Longitud real de 36.6 m. Armado con 8 varillas de 5/8” en su parte superior
CONCLUSIONES	- La prueba se llevó hasta una carga máxima de 300 Ton. - Según todos los criterios considerados la carga de trabajo para el pilote de prueba está entre las 170 y 190 Ton. - Bajo la carga máxima el pilote se deformo un total de 19.8 mm.
RECOMENDACIONES	Los resultados de esta prueba no deben ser considerados, en ningún caso, representativos de asentamientos a largo plazo, ni de los efectos de grupo en pilotes.

Fuente: autores.

Tabla 8 Resumen “Asesoría geotécnica problemas de excavación edificio Tribunales”

DOCUMENTO 4

TITULO	ASESORÍA GEOTÉCNICA PROBLEMAS DE EXCAVACIÓN EDIFICIO TRIBUNALES
INFORME No.	1180
ELABORADO POR	INGENIERÍA Y GEOTECNIA LTDA. INGENIEROS CONSULTORES ING. JULIO E. MOYA BARRIOS
ELABORADO EN	Lote de la Avenida de la Esperanza (Calle 25D) con Carrera 54 de Santa Fé de Bogotá
FECHA	Enero de 1992
OBJETIVO	Presentar los resultados del estudio de suelos y cimentaciones para definir las etapas de excavación y construcción de la subestructura del Edificio Tribunales.
ANÁLISIS REALIZADOS	Exploración de suelos: - 2 perforaciones con equipo manual, (10 m. de profundidad bajo el nivel actual del terreno) - Ensayo de veleta de campo para determinar in-situ la resistencia al corte no drenada de la arcilla.

- Muestras inalteradas con tubos de pared delgada.

Ensayos de Laboratorio:

- Ensayos de humedad natural
- Ensayo límite de consistencia y peso unitario.
- Ensayo de resistencia al corte (veleta de laboratorio y penetrómetro manual) sobre todas las muestras. Para determinar resistencia al corte no drenada en términos de esfuerzos totales.
- Ensayos triaxiales consolidados no drenados, en dos muestras a profundidades promedio de 4.45 y 7.80 m. midiendo presión de poros.
- De cada muestra se obtuvieron muestras de ensayo cilíndricas, las cuales se consolidaron a esfuerzos efectivos de confinamiento isotrópico de 0.5, 1.5 y 3.0 kg/cm2. Luego las muestras fueron sometidas a esfuerzos desviadores en conducción no drenada, hasta la falla.

RESULTADOS

Nivel freático: se encontró a unos 2.35 m de profundidad bajo el nivel -0.75 m de la superficie del terreno en el sitio de la perforación.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DEFORMACIÓN

Esfuerzos Laterales Activos: existen dos condiciones extremas de carga sobre los muros pantalla. La primera en el sector sur-occidental donde la superficie del terreno retenido por la pantalla coincide aproximadamente con el nivel 0.00 del proyecto y la segunda condición se presenta en el sector nor-oriental con la superficie terreno retenido, a unos 0.90 m. por encima del nivel 0.00. La posición del esfuerzo lateral intermedio entre los valores extremos, activos y reposo, depende de la magnitud de la deformación lateral que se permita.

- Resumen de los resultados obtenidos:

PRESIONES LATERALES TOTALES (ton/m2)

NIVEL	SECTOR SIN SOBRECARGA	SECTOR CON SOBRECARGA (*)
0.00	2.5	3.15

-1.00	2.5	3.15
-3.00	4.0	4.65
-4.50	5.0	5.65
-7.30	7.0	7.65
-10.30	10.5	11.15

(*) Sobre-Altura del suelo de 0.90 m. por encima del nivel 0.00.

Alternativas de Excavación con Bermas: El lote se ha dividido en 9 sectores en forma aproximada de tablero de ajedrez y se propone iniciar las excavaciones por los sectores de las cuatro esquinas, posteriormente se continuaría con el sector central y los sectores perimetrales intermedios.

La resultante neta de la presión pasiva disponible es muy superior a las presiones activas y el sistema se considera, por lo tanto, estable.

- Resumen de los resultados de presiones activas y pasivas para dos alternativas de bermas propuestas y los casos extremos del nivel de la superficie del terreno retenido por el muro de pantalla.

RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DEFORMACIÓN

CASO	DESCRIPCIÓN	PRESIONES LATERALES NETAS (ton/m) (*)		DEFLEXIÓN LATERAL (mm) (**)	
		ACTIVA	PASIVA REDUCIDA	A nivel de excavación	A nivel de viga cabezal
1 A	Excavación a -3.0 m sin sobre-carga	9.0	27.0	12.0-16.0	18.0-33.0

1 B	Excavación a -3.0 m con sobre-carga	11.0	22.0	14.0-20.0	21.0-37.0
2 A	Excavación a -4.50 m sin sobre-carga	13.5	10.0	27.0-29.0	58.0-81.0
2 B	Excavación a -4.50 m con sobre-carga	18.6	5.6	37.0-39.0	78.0-108.0

(*) la presión pasiva reducida incluye un factor de seguridad Fs= 2.0 aplicado al término correspondiente a la cohesión.

(**) el nivel de excavación corresponde a la base superior de la berma -3.0 ó -4.50 según la alternativa. El nivel de viga cabezal se establece a – 0.60 m.

Como puede observarse de la tabla anterior, la berma a -3.0 m. garantiza un factor de seguridad adecuado por estabilidad al resultar Pp > Pa y el rango de deformaciones puede considerarse dentro de los limites admisibles para el sistema de contención.

Alternativas de Excavación con Bermas y Anclajes: se consideraron dos alternativas con soportes laterales; una con anclajes activos convencionales y otra con anclajes pasivos tipo aguja. Estos sistemas de soporte en especial los anclajes activos no presentan un comportamiento satisfactorio en suelos arcillosos de alta plasticidad y consistencia media a blanda.

CAPACIDAD DE CARGA DE SOPORTES TEMPORALES

TIPO	LONGITUD TOTAL M	LONGITUD EFECTIVA M	CARGA ULTIMA		CARGA DE DISEÑO (*) Ton	INCLINA-CIÓN
			Ton/m	ton		
Anclaje Activo	15	10	4.0	40.0	27.0	15°
Anclaje Aguja	8	7	2.4	16.8	11.0	15°

(*) la carga de diseño corresponde a un factor de seguridad Fs= 1.5 aplicando a la carga última.

Con base en los resultados de la tabla anterior se reconsidero la alternativa de berma a -4.50 m. para mejorar las condiciones de estabilidad y mantener deformaciones dentro de rangos tolerables. El resultado de los análisis se muestra en la siguiente tabla.

ALTERNATIVAS CON BERMA Y ANCLAJES

		PRESIONES LATERALES NETAS			DEFLEXIÓN LATERAL	
CASO	GEOMETRÍA	ACTIVA (ton/m)	PASIVA (ton/m)	ANCLAJES (ton/m)	A NIVEL DE EXCAVACIÓN (m)	A NIVEL DE VIGA CABEZAL (m)
3 A	Excavación a -4.50 m. Anclajes activos sin sobre carga	13.5	10.0	5.4	16.5	35-49
3 B	Excavación a -4.50 m. Anclajes activos con sobre carga	18.6	5.6	5.4	26.5	55-74
4 A	Excavación a -4.50 m. Anclajes aguja sin sobre carga	13.5	10.0	8.8	11.5	24-34
4 B	Excavación a -4.50 m. Anclajes aguja con sobre carga	18.6	5.6	8.8	21.0	44-61

Al comparar estos resultados con los casos 2 A Y 2 B de la tabla: resultados de los análisis de estabilidad y deformación, se observa una mejora en la estabilidad del sistema y una disminución apreciable de las deflexiones laterales, en especial con el sistema de anclajes aguja

Ensayos de Carga Sobre Anclajes de Prueba: se realizaron tres ensayos de carga sobre anclajes similares a los considerados en los análisis, en la tabla se resumen los resultados obtenidos:

PRUEBAS DE CARGA DE ANCLAJES

ANCLAJE No.	TIPO	LONGITUD TOTAL M	LONGITUD DEL BULBO m.	INCLI-NACIÓN	CARGA DE FALLA ton	CARGA UNITARIA ton/m
01	Activo	18.50	8.0	15°	11.0	1.4
01	Activo reinyectado	18.50	8.0	15°	20.0	2.5
02	Activo	20.50	8.0	30°	16.0	2.0
03	Aguja	9.00	8.0	15°	8.0	1.0
03	Aguja inyectada	9.00	6.0	15°	13.0	1.6

Los resultados de las pruebas indican que los estimados de carga presentados en la tabla: capacidad de carga de soportes temporales, sobreestiman apreciablemente la capacidad de los anclajes activos. El volumen de inyección que se requeriría para aumentar esta capacidad a los valores adoptados en los análisis, resultaría muy grande y el sistema no puede competir económicamente.

En el caso de los anclajes aguja se requiere una inyección a presión posterior al llenado por gravedad, para lograr una capacidad de carga del orden de un 77% de la carga obtenida en los análisis. Aunque en este caso también se sobreestimo la capacidad de carga de estos anclajes, y solo es necesario incrementar un 30% la longitud efectiva del anclaje para mantener un factor de seguridad Fs= 1.5. la longitud total del anclaje aguja resulta de 11.0 m.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Falla de Base: para la profundidad de la excavación que se debe realizar y de acuerdo con las propiedades geotécnicas del subsuelo, se calculó un factor de seguridad por falla de base que fluctúa entre 1.1 y 1.3. los anteriores valores del factor de seguridad son bastante bajos y muestran la alta probabilidad de ocurrencia de este evento.

Estabilidad de Taludes:

(TABLA RESUMEN DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES AL FINAL DE ESTE DOCUMENTO)

En esta tabla se observa como disminuye el factor de seguridad al aumentar tanto la altura del talud como su pendiente. Así mismo, la mayor estabilidad la presentan los taludes de altura inferior a 5 m. e inclinación de 45°.

La situación más desfavorable es aquella que involucra sobrecarga y grieta de tracción simultáneamente. Lo anterior indica la necesidad de ejecutar en el menor tiempo posible los trabajos en el fondo de excavación (Nivel -7.3 m.)

OBSERVACIONES

Con base en las características geotécnicas del subsuelo presentadas en el Estudio de Suelos y Cimentaciones efectuado por el Ingeniero Aquiles Arrieta, se llevó a cabo una evaluación de la estabilidad del sistema propuesto, con los siguientes resultados:

- Las dimensiones de berma no son suficientes para desarrollar los esfuerzos pasivos necesarios para contrarrestar los esfuerzos activos contra el muro. Su contribución es prácticamente la de una sobrecarga al nivel de excavación -7.30 m y en consecuencia la pantalla queda trabajando temporalmente en cantiléver, con una altura libre de 7.30 a 8.30 m según el sector. Las deformaciones laterales resultan totalmente inadmisibles y el sistema fallaría por volcamiento.
- La estabilidad contra la falla de base resulta critica, esto es, el factor de seguridad contra levantamiento de fondo de excavación a -7.30 m. resulta muy próximo a 1. Además de agravar el problema de inestabilidad a corto plazo o durante construcción, la subpresión

resultante contra la placa de piso de segundo sótano no puede ser contrarrestada con el solo peso de ésta y el resultado es un levantamiento de la placa de piso y asentamiento en las vecindades ocupadas por las vías.

- La estabilidad de los taludes de los frentes de excavación comienza a reducirse apreciablemente para alturas superiores a 5.0 m e inclinación del orden de 60° con la horizontal. La situación a largo plazo se hace más crítica.

Según los resultados del estudio de suelos y cimentaciones complementario realizado por José M. Tamayo y Asociados, podemos analizar:

- La muestra inalterada tomada a 9.0 m. de profundidad presenta una resistencia al corte no drenada Cu= 2.0 Ton/m2 y esto confirma la consistencia blanda del suelo muy próximo al nivel de excavación y el peligro de falla base. Los demás resultados muestran el incremento gradual de la resistencia al corte con la profundidad del depósito de arcilla que aparece en los primeros 30 m.

Debido a que el suelo presenta una estratificación horizontal uniforme hasta la profundidad de 50 m., se puede establecer un perfil del subsuelo con características y propiedades promedio para utilizarlo en los análisis de estabilidad y deformación.

CONCLUSIONES

- Para el problema de excavación y construcción de la subestructura es suficiente considerar una profundidad de influencia de unos 15.0 m. bajo el nivel del terreno
- Para una excavación entre 7 y 8 metros de profundidad la estabilidad contra la falla de tasa resulta critica.
- La estabilidad de los taludes de los frentes de excavación comienza a ser critica para alturas superiores a 5 m e inclinación mayor de 45°.
- Se presentan dos alternativas factibles para acometer el proceso de excavación y construcción de la estructura.

ALTERNATIVA 1

Excavación general al nivel -3.0 m. y luego excavación por sectores intercalados, dejando bermas contra la pantalla de 8 m. de ancho y bajando

con taludes a 45°, hasta alcanzar el nivel -7.30 m. se considera también factible comenzar la berma a -3.50 m. manteniendo el ancho de 8 m.

ALTERNATIVA 2

Excavación por sectores hasta cada nivel de anclajes tipo aguja y construcción de estos. Se continua con la excavación hasta el nivel -7.30 m dejando una berma contra la pantalla desde el nivel -4.50 m, de 6 m. de ancho en la base superior y 2.90 m. de altura con talud a 60° con la horizontal.

- Los anclajes tipo aguja presentaron el mejor comportamiento durante las pruebas de carga y se consideran por lo tanto los más apropiados y económicos para el proyecto.
- El alto riesgo de una falla de base al alcanzar el nivel -7.30 m., obliga a realizar con gran rapidez los trabajos en el fondo de excavación.
- La utilización de anclajes activos se descarta por su alto costo.

RECOMENDACIONES

SISTEMA DE CONTENCIÓN: Para la excavación y construcción de la subestructura del edificio se recomienda adoptar la alternativa con soportes laterales temporales formados por anclajes aguja y berma perimetral contra el muro de pantalla.

Anclajes aguja: preexcavados y fundidos en el sitio.

- Longitud: 11 m
- Inclinación con la horizontal: 15°
- Distribución: en 2 filas con separación horizontal de 2.50 m.
- Longitud efectiva: 9 m.
- Carga de trabajo: 11 ton
- Factor de seguridad:1.5
- La perforación para el anclaje: diámetro de 10 a 15 cm. para introducir una varilla de acero de 2.5 cm de diámetro y un tubo de manguito en toda su longitud. Llenar por gravedad el espacio anular con lechada de agua cemento en proporción 1:1 y una inyección con el tubo de manguito de la misma lechada a presiones de 5 a 10 kg/cm2.

Se recomienda efectuar otras pruebas de carga durante el desarrollo de las obras de contención, para optimizar la longitud de los anclajes y su distribución.

La berma contra el muro pantalla debe comenzar al nivel -4.50 m. y su ancho no debe ser inferior a 6 m. la altura de la berma hasta el nivel final de excavación resulta de 2.80 m y puede mantenerse estable con talud de 60° de inclinación con la horizontal. Los taludes se deben proteger con malla y mortero.

Una vez construidos los cabezales de los grupos de pilotes, las columnas y las vigas longitudinales y transversales que sirven de soporte al muro pantalla al nivel 0.00 y -4.50, se debe proceder a excavar por trincheras la berma y construir el sistema de vigas longitudinales y transversales de amarre de la cimentación y soporte del muro pantalla al nivel -7.30 m.

CRITERIOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA: el ingeniero estructural debe establecer los niveles a los cuales se deben colocar los anclajes agujas para que el conjunto este en equilibrio y cada anclaje quede trabajando a la carga de diseño de 11 toneladas.

Se recomienda trabajar con un coeficiente de reacción de subrasante horizontal del suelo = 529 ton/m3.

INSTRUMENTACIÓN DEL SISTEMA DE CONTENCIÓN: Durante la excavación y construcción de la subestructura debe llevarse un control de las deformaciones horizontales y verticales del sistema de contención, para tomar decisiones de manera oportuna en la obra.

Fuente: autores.

Tabla 9 Resumen “Edificio Tribunales Bogotá y Cundinamarca, excavaciones”

DOCUMENTO 5

TITULO	EDIFICIO TRIBUNALES BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA, EXCAVACIONES**.**
INFORME No.	---

ELABORADO POR	JOSE M TAMAYO Y ASOCIADOS
ELABORADO EN	Avenida De La Esperanza, Santa Fe De Bogotá
FECHA	Febrero de 1992.
OBJETIVO	Identificar los factores que pueden afectar la estabilidad de la pantalla en el estado de la obra para la fecha.
ANÁLISIS REALIZADOS	Mediciones de desplazamiento tomadas con cinta, clinómetros e inclinómetros.
OBSERVACIONES	Agua lluvia apozada dentro de las excavaciones causa daño en la estructura. Los pilotes agujas de anclaje trabajan provisionalmente. Con el tiempo ceden y llegan a fallar. Las mediciones comprobaron que al tener las excavaciones abiertas en la cota -4.5 m, la pantalla se desplazó alrededor de un milímetro por día. Desplazamiento máximo ocurrido en 10 días fue de 11 milímetros. Esto ocurrió en zonas donde el ancho de las bases de las trincheras es menor de 8 metros.
CONCLUSIONES	No se debe parar la obra dejando excavaciones abiertas a -4.5 m sin haber construido las columnas y vigas puntales de soporte de la pantalla.

Fuente: autores.

Tabla 10 Resumen “Asesoría de suelos y cimentaciones excavación y construcción subestructura, informe complementario”

DOCUMENTO 6

TITULO	ASESORÍA DE SUELOS Y CIMENTACIONES EXCAVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN SUBESTRUCTURA. INFORME COMPLEMENTARIO.
INFORME No.	1180-1

ELABORADO POR	GERMAN OTALORA Y CIA LTDA. INGENIERÍA Y GEOTECNIA LTDA. INGENIEROS CONSULTORES.
ELABORADO EN	Avenida de La Esperanza – Carrera 54, Santa Fe De Bogotá
FECHA	Febrero de 1992.
OBJETIVO	Presentar los resultados de los Análisis de Interacción Suelo-Estructura aplicado al sistema de contención para evaluar su comportamiento y las acciones sobre los diferentes elementos estructurales que lo conforman.
ANÁLISIS REALIZADOS	Análisis de interacción suelo estructura
RESULTADOS	NIVELES DE ANCLAJE: Los resultados se muestran en las tablas. PLACA DE PISO DE SEGUNDO SÓTANO – SUBPRESIÓN La zona más crítica es la franja perimetral con una baja densidad de pilotes, en general las dos primeras luces a partir del muro pantalla en los cuatro costados. Los análisis de estabilidad indican que para una sobrepresión de 3 t/m2 al nivel de excavación, el factor de seguridad contra la falla resulta del orden de 1.4.
OBSERVACIONES	
CONCLUSIONES	- Para las condiciones extremas de presión lateral, la reacción por metro horizontal de pantalla que deberá suministrar cada anclaje, fluctúa entre 4.9 y 11.2 ton/m, siendo el intervalo mas frecuente entre 5.5 y 6.8 ton/m para la mayoría de los modelos analizados. - Al observar los valores de deflexión a lo largo de la pantalla, sobretodo aquellos casos donde se tomó el coeficiente de reacción de la subrasante horizontal, Kh, de 529 ton/m3, se nota que las deflexiones en el extremo inferior son mayores que a nivel de la viga cabezal. A medida que se deforme la pantalla

las presiones laterales disminuyen hasta sus valores activos, y en la zona pasiva las presiones aumentan.

- Si se compara el valor de la reacción que debe suministrar cada anclaje (5.5 a 6.8 ton/m), bajo condiciones extremas de presión lateral, con el obtenido para la falla a partir de los resultados de las pruebas de carga (6.7 ton/m) el factor de seguridad oscilaría entre 1 y 1.2.
- Si se disminuye la separación vertical entre las agujas se logrará una distribución de carga uniforme. Se considera que la separación vertical más apropiada es de 1.5 m
- Para el problema de falla base, la placa debe proporcionar una reacción de 3.0 t/m2 para un factor de seguridad de 1.4.

RECOMENDACIONES Se recomienda:

- Instalar los anclajes a los niveles – 2.0 m. y – 3.5 m., espaciados horizontalmente cada 2.5 m.
- La placa estructural del segundo sótano mencionada debe diseñarse para soportar una subpresión de 3.0 ton/m2. Para la construcción de esta placa, se recomienda perfilar el fondo de excavación y protegerlo con una capa de concreto pobre de unos 5 a 10 cm de espesor. Se elimina el relleno de recebo en este sector.
- Para la construcción del primer nivel de anclajes, una excavación general a -2.5 m se considera estable. Para el segundo nivel de anclajes deben abrirse trincheras alternadas con un ancho máximo de 7 m para evitar movimientos prematuros del muro de pantalla. Para esta etapa es muy importante llevar un control permanente de las deformaciones horizontales y verticales del muro pantalla y zonas vecinas.

Fuente: autores.

Tabla 11 Resumen “Informe sobre las características estructurales y de estabilidad de suelos durante la construcción de los sótanos del edificio tribunales en Bogotá”

DOCUMENTO 7

TITULO INFORME SOBRE LAS CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES Y DE ESTABILIDAD DE SUELOS

DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE LOS SÓTANOS DEL EDIFICIO DE TRIBUNALES EN BOGOTÁ.

INFORME No.	---
ELABORADO POR	HERNÁN SANDOVAL ARTEAGA Ingeniero Asesor para la construcción de la estructura.
ELABORADO EN	Avenida De La Esperanza, Santa Fe De Bogotá
FECHA	Febrero 26 de 1992.
OBJETIVO	Describir de los aspectos importantes de la relación obligada entre las diferentes partes de la estructura de la plataforma del edificio.
OBSERVACIONES	Los muros de contención fueron diseñados para trabajar apoyados horizontalmente en el sistema de vigas de cimentación y en las placas del primer sótano y basamento. No pueden trabajar por largo tiempo apoyados en contrafuertes del mismo suelo arcilloso, ni en las agujas de anclaje provisional ya que estas tienden a relajar su resistencia por efecto del flujo plástico del suelo, y los contrafuertes tienden a secarse y retraerse disminuyendo su capacidad de apoyo horizontal. Estos dos fenómenos producen una rebaja de resistencia la cual genera deformaciones y eventualmente falla en la pantalla de contención y asentamiento en las vías vecinas. El desecamiento de los contrafuertes de arcilla que están sosteniendo las pantallas durante el proceso de excavación, hace que se retraigan al perder humedad y esto hace que pierdan su capacidad de soporte horizontal de las pantallas, pues su pérdida de volumen hace que se separe de la pantalla de la cual recibe el empuje. El suelo de la parte inferior de la excavación tiene una expansión o “rebote” hacia arriba al ser liberado de parte del esfuerzo de

compresión original, como consecuencia de su alivio de presión al ser retirada la capa del suelo colocado encima. Este rebote reduce la capacidad final del suelo para el apoyo de la placa de contrapiso del segundo sótano y causa tracción en los pilotes centrales del edificio que se encuentran sin carga activa por arrastre hacia arriba. Los pilotes tienen refuerzo en su parte superior, por lo cual los esfuerzos de tracción causan fallas en estos por tensión.

El flujo de suelo en las zonas periféricas de los sótanos se produciría debido a la baja capacidad de fricción en las arcillas que lo constituyen, esto hace que la parte inferior de la excavación pueda fallar con un círculo de falla que pase por debajo de la pantalla de contención, produciendo un flujo notable de material hacia el interior de la excavación con la consiguiente falla de la estabilidad de todo el sistema de contención.

CONCLUSIONES

La estructura de los sótanos, constituidos por su cimentación de pilotes, las pantallas de contención, las placas aéreas de primer sótano y basamento, y el sistema de vigas y placa de contrapiso del segundo sótano debe construirse como un todo, en el orden previsto por los diseñadores y constructores del edificio, de manera continua, sin interrupciones para poder evitar la posibilidad de fallas.

La interrupción de las actividades antes de terminar la totalidad de la placa de basamento pone en alto riesgo la estabilidad de las estructuras construidas hasta la fecha, así como la de las vías circundantes.

RECOMENDACIONES

La construcción en etapas muy iniciales de una placa estructural de contrapiso en el segundo sótano con capacidad para resistir la subpresión inicial debida a la baja capacidad de fricción de las arcillas. Al suspenderse la ejecución de la obra sin construir esta placa, la estructura estaría en peligro de sufrir los efectos de la falla debido al fenómeno indicado.

Fuente: autores.

Tabla 12 Resumen “Asesoría geotécnica obra tribunales Bogotá Cundinamarca”

DOCUMENTO 8

TITULO	ASESORÍA GEOTÉCNICA OBRA TRIBUNALES BOGOTÁ CUNDINAMARCA
INFORME No.	----
ELABORADO POR	JOSÉ MARÍA TAMAYO Y ASOCIADOS
ELABORADO EN	Lote de la Avenida de la Esperanza (Calle 25D) con Carrera 54 de Santa Fé de Bogotá
FECHA	MARZO DE 1992
OBJETIVO	Determinar los desplazamientos de la pantalla
ANÁLISIS REALIZADOS	LECTURA DE INCLINÓMETRO
RESULTADOS	Los empujes de la pantalla pueden llegar a producir tensiones en algunos elementos estructurales que normalmente trabajan a compresión.

DESPLAZAMIENTOS DE PANTALLA:

Hasta el 31 de marzo los desplazamientos máximos medidos con el inclinómetro fueron:

	Cota de excavación	Cabeza mm	Pata mm
Costado Sur (eje N)	-7.5 m	28	24
Costado Oriental (eje 9)	-7.5 m	26	22
Costado Occidental (eje 9)	-7.5 m	16	18
Costado Norte (eje EF)	-7.5 m	15	17

En el costado norte se nota una mayor salida de pata. En el eje GH parece que la pata se entró 7 mm. Esto puede ser causado por reacción de los pilotes aguja o inconsistencia de lecturas.

Los cuadros siguientes resumen los movimientos medidos.

COSTADO SUR - Excavado a -7.5 m. Desplazamientos:

	Cabeza de pantalla		Pata de pantalla	
Eje A	11 mm		7 mm	Inclina 2 mm del 25 al 30
Eje C3	22 mm	Inclina 9 mm del 10 al 30	10 mm	Sale 5 mm del 10 al 30
Eje I	4 mm	del 16 al 30	2 mm	del 16 al 30
Eje N	28 mm	Inclina 17 mm en el mes	24 mm	sale 23 mm en el mes
Eje P-Q	19 mm	Inclina 5 mm del 17 al 30	12 mm	Sale de pata 6 mm del 17 al 30

COSTADO ORIENTAL - Excavación a -7.5 m.

Desplazamientos de pantalla:

	Cabeza		Pata	
Eje 10-11	23 mm	inclina 14 mm del 10 al 30	15 mm	sale 13 mm del 10 al 30
Eje 9	26 mm	inclina 4 mm del 23 al 30	22 mm	sale 10 mm del 23 al 30
Eje 1-2	11 mm	inclina 9 mm del 16 al 30	10 mm	sale 10 mm del 16 al 30

Desplazamiento paralelo

COSTADO NORTE - Excavación a -7.5 m iniciada el 20 y 26 de marzo. Desplazamientos:

	Cabeza		Pata	
Eje C	8 mm	del 17 al 31	18 mm	del 17 al 31
	Sale más de pata			
Eje EF	15 mm	del 17 al 30	17 mm	del 17 al 31
	Sale más de pata			
Eje G-H	6 mm	del 20 al 31	-7 mm	entró del 17 al 31
	Se entró (agujas)			
Eje J-K	(Excavación -2.5)			
	10 mm	del 20 al 28	12 mm	sale del 20 al 28

COSTADO OCCIDENTAL - Excavación a -7.5 m. Desplazamientos:

	Cabeza		Pata	
Eje 10-11	15 mm	inclina 6 mm del 10 al 31	7 mm	sale 5 mm del 10 al 31
Eje 9	16 mm	inclina 5 mm del 16 al 31	18 mm	sale 9 mm del 16 al 31
		(Lecturas inconsistentes)		
Eje 2-3	9 mm	del 17 al 31	-3 mm	Aparentemente se mete del 16 al 31
Eje 1	6 mm	del 17 al 31	6 mm	del 17 al 31
		Desplazamiento paralelo		

REBOTES:

Actualmente se están presentan hinchamientos importantes en el sector 5, donde se está terminando de excavar a la cota -7.5 m. los rebotes medidos en el suelo son de 33 mm y 14 mm en el pilote.

OBSERVACIONES	En marzo se instalaron los tubos faltantes de inclinómetro. Se convino con los directivos de E.S.S. y de la Interventoría, la forma de toma de datos y su procesamiento. Se trata de obtener información útil, sencilla y rápidamente. Así se analiza a tiempo.
RECOMENDACIONES	Hay que procurar que las excavaciones queden abiertas el menor tiempo posible y bombear rápidamente el agua acumulada. Hay que continuar verificando los rebotes en el suelo, los cuales pueden aumentar por las lluvias.

Fuente: autores.

Tabla 13 Resumen “Efecto del tiempo en los problemas de estabilidad en la excavación y construcciones de la subestructura del edificio Tribunales”

DOCUMENTO 9

TITULO	EFECTO DEL TIEMPO EN LOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD Y DEFORMACIÓN EN LA EXCAVACIÓN Y CONSTRUCCIONES DE LA SUBESTRUCTURA DEL EDIFICIO TRIBUNALES**.**
INFORME No.	1180-2

ELABORADO POR	INGENIERÍA Y GEOTECNIA LTDA. INGENIEROS CONSULTORES ING. JULIO E. MOYA BARRIOS
ELABORADO EN	Santa Fe De Bogotá
FECHA	Marzo 2 de 1992.
OBJETIVO	Analizar los problemas de estabilidad y deformación en la excavación y construcciones de la subestructura del edificio tribunales de Bogotá y Cundinamarca
RESULTADOS	**COMPORTAMIENTO DE LA ARCILLA** El suelo involucrado en el proceso de excavación y construcción de la subestructura en un depósito de arcilla de alta plasticidad, consistencia firme en los metros superiores y media a blanda a mayor profundidad. El tiempo modifica significativamente el comportamiento de este material, comenzando con una condición no drenada a corto plazo, hasta llegar a una condición drenada a largo plazo, siendo esta la condición más crítica para estabilidad y deformación. **PRESIONES DE TIERRAS** Las presiones de tierras que actúan contra el espaldar del muro pantalla dependen del tipo de suelo y de la magnitud de la deformación lateral. Se presentan dos situaciones extremas, las presiones de tierras en reposo para deformación lateral nula y el estado de presiones activas para un desplazamiento por expansión lateral hacia la excavación. Se debe alcanzar un nuevo estudio de reposo cuando la estructura de contención quede soportada permanentemente al nivel de cimentación y de las placas del primer sótano. En el caso de los suelos no cohesivos como las arenas, los estados se presentan en condiciones drenadas con incertidumbres mínimas en los métodos de evaluación y parámetros del suelo. En los suelos cohesivos como las arcillas, la magnitud y distribución de las presiones laterales se ven afectadas por las presiones de poros con el tiempo, que para las

excavaciones produce una reducción en la resistencia del suelo y en consecuencia un aumento en las presiones de tierras.

SOPORTES TEMPORALES DEL MURO DE PANTALLA

- ANCLAJES:

La capacidad de los anclajes se determinó con base en los parámetros de resistencia al corte no drenada del suelo y se comprobó posteriormente con pruebas de carga. Para el diseño de los anclajes se consideró los estudios previos y un rango de presiones laterales entre el estado activo y un estado intermedio entre el activo y reposo.

Factores de seguridad varían entre 1.5 y 1.0.

- BERMAS:

Las bermas y el tramo del muro bajo el nivel de excavación constituyen los soportes inferiores del sistema de contención. Proporcionan la fracción de la presión pasiva necesaria para mantener la estabilidad del sistema y deformaciones dentro de limites admisibles.

FALLA DE BASE

Los factores de seguridad obtenidos resultaron muy bajos, próximos a uno, lo cual significa que la sola contribución de la resistencia al corte del suelo resulta insuficiente para soportar el problema de falla de base o levantamiento del fondo de excavación, por el desequilibrio de las presiones verticales a ambos lados del muro pantalla.

ESTABILIDAD DE TALUDES

Con el sistema recomendado, los taludes de los frentes de excavación son estables para condición no drenada a corto plazo.

Los factores de seguridad calculados para alturas del orden de 5.0 m a inclinaciones 1H:1V, son en general superiores a 1.5.

ALGUNOS PROBLEMAS ESTRUCTURALES

- ANCLAJES

Los anclajes tipo aguja son elementos estructurales temporales sometidos a tensión. No se ha tomado ninguna previsión especial para garantizar su comportamiento a largo plazo. Durante su funcionamiento se presenta la fisuración en el recubrimiento del mortero por esfuerzos de tensión, dejando vía libre al agua para penetrar hasta el refuerzo de acero e iniciar corrosión y debilitar la capacidad estructural a largo plazo.

- PILOTES

Los pilotes de cimentación estarán sometidos principalmente a cargas de compresión durante el funcionamiento de la edificación. Temporalmente los pilotes quedan sometidos a la tensión por esfuerzos de corte transmitidos por la expansión del suelo en la etapa de excavación. Si se mantiene la excavación abierta, la expansión progresara hacia el interior del suelo aumentando los esfuerzos de tensión corriendo el riesgo de una falla estructural en el tramo no reforzado.

- VÍAS Y CONDUCTOS ENTERRADOS

El sistema de contención adoptado y el programa de excavación por sectores permite mantener las deformaciones de las vecindades de la excavación dentro de limites tolerables.

OBSERVACIONES

Para el diseño de los elementos temporales de contención se adoptó el caso no drenado debido que es la condición de los materiales durante la excavación, dejando algunas previsiones para situaciones parcialmente drenadas o de mediano plazo, dada la magnitud de la excavación que se debía realizar.

La solución para el sistema de contención temporal de las excavaciones fue: dos filas de anclajes tipo aguja a los niveles -2.0 y -3.50 m, y una berma de un ancho mínimo de 6.0 m entre los niveles -4.50 y -7.30 m.

Al suspender los trabajos en la etapa de excavación variaría las condiciones con las que se evaluó el terreno produciendo unos cambios desfavorables en el mismo, los cuales se deben manifestar en una deformación excesiva

de los muros de pantalla hacia la excavación o la falla total del sistema de contención.

Una suspensión de actividades también daría como consecuencia una reducción en la resistencia al corte y de las presiones pasivas correspondientes, teniendo como resultado una deformación lateral excesiva en la parte inferior de la pantalla o la falla total del sistema por capacidad portante.

En los taludes en caso de la suspensión de la obra, cambiaria a condición drenada y los factores de seguridad serian cercanos a 1.0 o sea un estado de falla.

CONCLUSIONES

En excavación de arcillas, el alivio de esfuerzos en condiciones no drenadas (corto plazo) induce presiones de poros negativas en el suelo de fundación y los parámetros de resistencia al corte y compresibilidad son los mismos del suelo inalterado. La condición drenada (largo plazo) es la más desfavorable.

Mientras la estabilidad del sistema de contención de la excavación dependiera de los anclajes tipo aguja y las bermas, no se debía suspender el proceso. Solo el soporte lateral permanente del muro pantalla con los elementos estructurales a nivel de cimentación, garantizarían la estabilidad del sistema de contención.

RECOMENDACIONES

- Al existir una suspensión prolongada de actividades durante la etapa de excavación las consecuencias serían desfavorables para la estabilidad y deformación del sistema estructural en general y de algunos de los elementos de la subestructura en particular. Se recomendó un procedimiento de excavación y construcción relativamente corto con el fin de minimizar los efectos de las contracciones y expansiones laterales de la arcilla por los procesos ambientales de humedecimiento y secado, y basar el diseño en condiciones más estables.
- Una suspensión de las actividades permitiría la disipación de las presiones de poros negativas, inducidas durante la excavación y en

consecuencia una reducción en la resistencia al corte del suelo y de las presiones pasivas correspondientes, y la perdida de resistencia del suelo y la reducción de la capacidad de los anclajes. El apozamiento de agua al fondo de las excavaciones acelera estos cambios.

- Se recomendó diseñar y construir una placa estructural para soportar una subpresión de 3.0 ton/m2 para corregir el efecto de levantamiento del fondo de excavación y así lograr un factor de seguridad del orden de 1.5. En el resto del área donde la densidad de los pilotes es alta, este efecto es contrarrestado por la fricción lateral entre el suelo y los pilotes, y la solución de placa de piso se considera adecuada.

Fuente: autores.

2.4.1 DIAGNOSTICO DEL PROYECTO

El área de estudio se encuentra en una etapa de estudio debido a que la estructura presenta lesiones en el sótano, vigas y fachada razón por la que se solicita realizar la revisión estructural del edificio Tribunales.

2.4.2 CIMENTACIÓN EXISTENTE

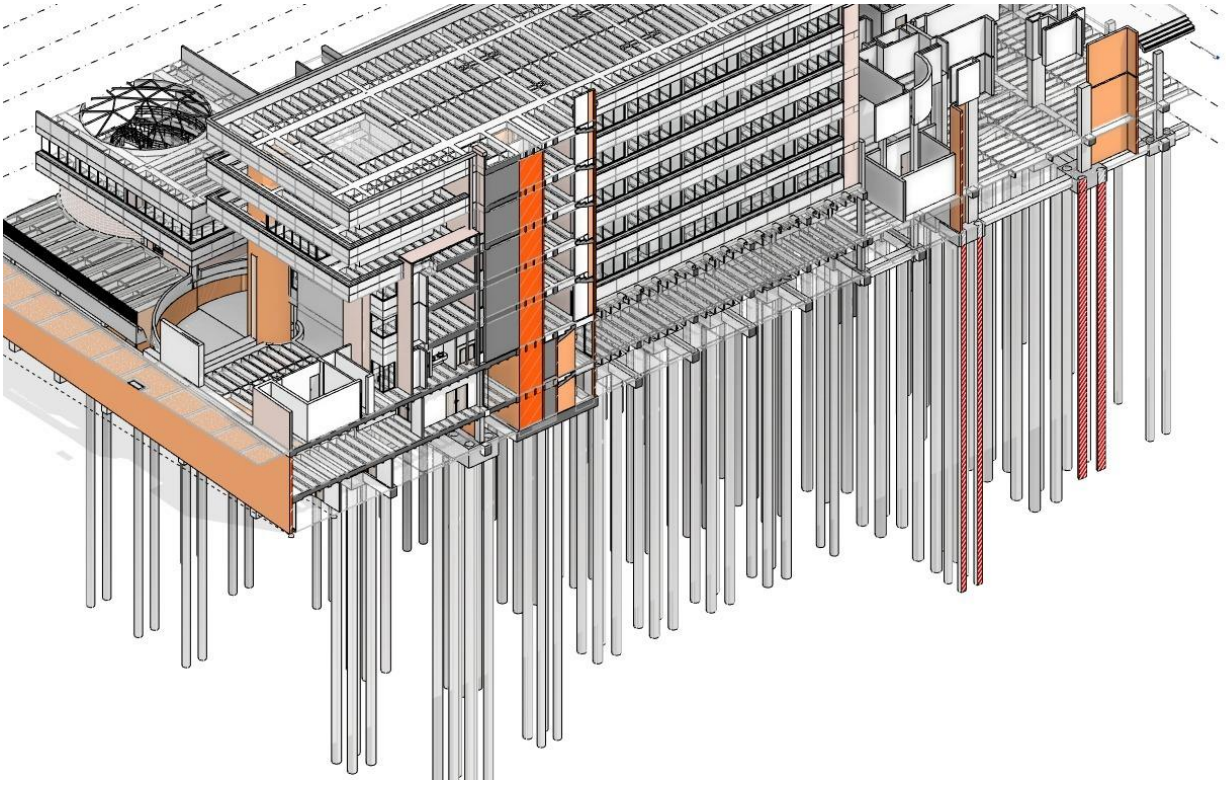
- **Base topográfica**

El lote es de forma trapezoidal de 87.0 m de lado promedio y cubre un área de aproximadamente 7600 m^2 y está localizado entre la avenida de la esperanza y la vía del parque y entre las carreras 53 y 54. El nivel 0.00 del proyecto se estableció sobre el andén de la esquina sur-occidental. La superficie del terreno alrededor del lote aumenta gradualmente de nivel en dirección sur-occidente a nor-oriente y el punto más alto se encuentra en la esquina nor-oriental y tiene un nivel aproximado de +1.00 m. la superficie del lote se encuentra en promedio en el nivel -1.00 m.

- **Niveles estructurales**

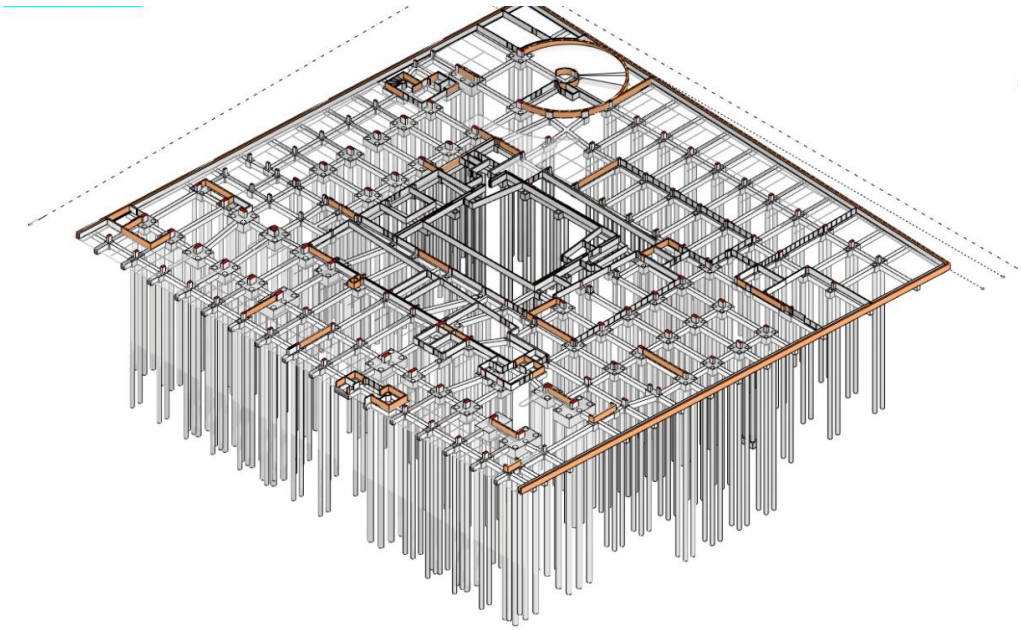
El proyecto en construcción consta de dos grandes sótanos que ocupan la totalidad del área del lote, sobre los cuales se levantan estructuras de 4 a 10 pisos. El sistema estructural está formado por pórticos de concreto reforzado y placa de entre piso y las columnas estarán soportadas por grupos de pilotes pre-excavados y fundidos en el sitio, de 0.60 m de diámetro mínimo y unos 40 m de profundidad. Los grupos de pilotes están amarrados por cabezales y vigas de concreto reforzado.

FIG. 12 esquema arquitectónico y cimentación existente del edificio Tribunales.



Fuente: autores.

FIG. 13 Esquema de la cimentación existente, edificio Tribunales.



Fuente: autores.

3. TRABAJO DE CAMPO

Para el análisis geotécnico de este proyecto se realizaron exploraciones sondeo con el fin de obtener muestras del perfil de suelo presente en el área de construcción del proyecto, del muestreo se realiza:

- Perfiles estratigráficos
- Determinación de nivel freático (NF) o filtraciones de agua que pudieran afectar las excavaciones o a la cimentación de las estructuras.
- Ensayos insitu (SPT, Penetrómetro de bolsillo)
- Toma de muestras
- Reporte fotográfico

Teniendo en cuenta la estructura del proyecto, así como los requerimientos solicitados para dar cumpliendo al contrato del mismo, se planteó el siguiente modelo de trabajo en campo.

- Realización de 2 sondeos de tipo mecánicos, profundidad máxima de exploración de 15 metros a nivel cero metros (0 m) de la superficie.
- Realización de 8 sondeos de tipo mecánico, profundidad máxima de exploración de 22 metros a nivel menos siete metros (-7 m) de la superficie.
- Realización de 2 sondeos de tipo mecánico con Bombeo, profundidad máxima de 4 metros de profundidad a nivel menos siente metros (-7 m) de la superficie.

3.1 LOCALIZACIÓN DE SONDEOS MECÁNICOS

Tabla 14 Localización y profundidad de los sondeos mecánicos realizados en el área de estudio.

LOCALIZACIÓN EN COORDENADAS PLANAS SONDEOS MECÁNICOS			
SONDEO	N	E	PROF (m)
1	1004977,373	997621,851	15,00
2	1004951,719	997582,017	15,00
3	1004920,867	997580,352	22,00
4	1004889,019	997598,473	22,00
5	1004876,744	997609,754	22,00
6	1004884,765	997638,381	22,00
7	1004898,748	997658,021	22,00
8	1004922,191	997666,344	22,00
9	1004938,447	997653,362	22,00
10	1004956,473	997630,173	22,00

Fuente: autores

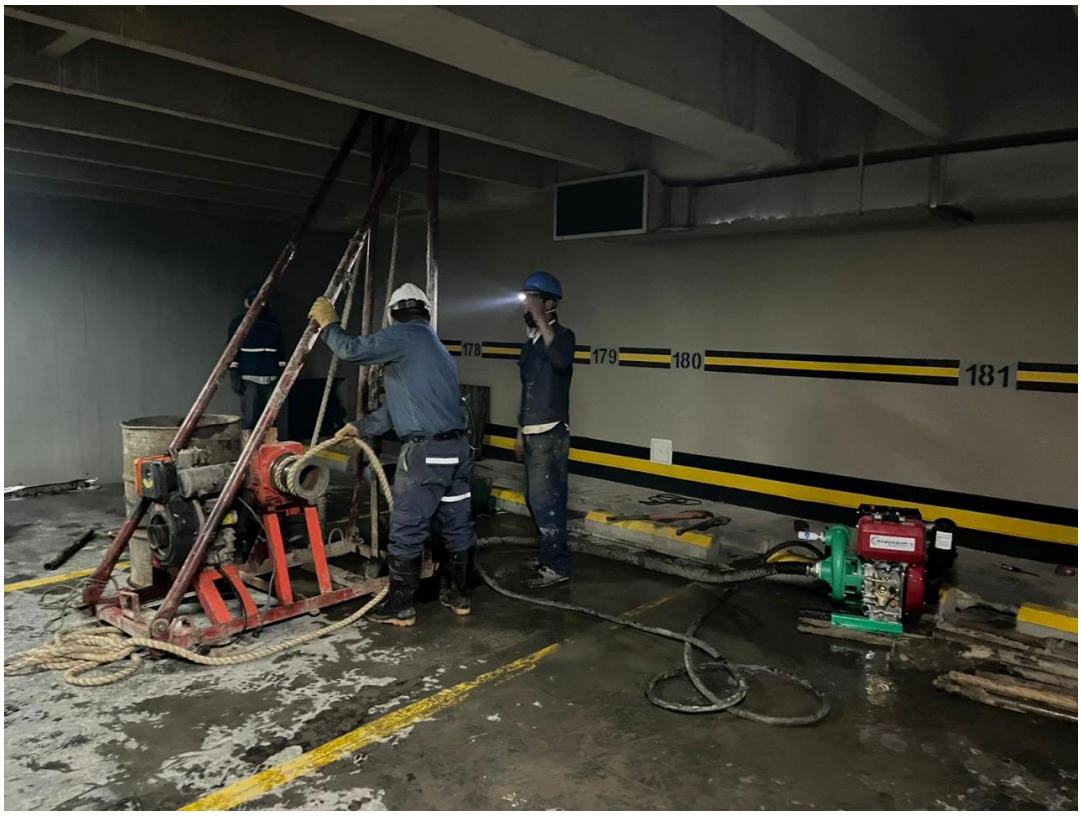
3.2 LOCALIZACIÓN DE SONDEOS MECÁNICOS CON BOMBEO

Tabla 15 Localización y profundidad de los sondeos mecánicos con bombeo realizados en el área de estudio.

LOCALIZACIÓN EN COORDENADAS PLANAS SONDEOS MECÁNICOS CON BOMBEO			
SONDEO	**N**	**E**	**PROF (m)**
11	1004949,838	997617,745	47,00
12	1004907,043	997631,725	47,00

Fuente: autores

FIG. 14 Realización de sondeo mecánico sótano edificio Tribunales.



Fuente: autores

4. PROGRAMA DE ENSAYOS

Teniendo presente los establecido en los requerimientos del proyecto y acorde a lo mencionado anteriormente respecto a la categoría de la unidad de construcción se establecen los análisis mínimos que se deben realizar en cada exploración tipo sondeo con el fin de dar resultados veraces que permitan establecer la clasificación y comportamiento mecánico del suelo analizado. a continuación, se relacionan los ensayos In Situ y de Laboratorio que se realizaron por cada sondeo realizado:

Tabla 16 Numero de ensayos realizados durante la exploración geotécnica y laboratorio.

LABORATORIOS REQUERIDOS PARA SONDEOS MECÁNICOS		
ENSAYO	NORMA	ENSAYOS REALIZADOS
Contenido de agua (Humedad) de muestras de suelos, roca y mezclas de suelo agregado.	INV E-122	28
Determinacion del tamaño de las particulas en suelos, granulometria por tamizado con lavado sobre tamiz No. 200.	INV E-123	28
Indice de plasticidad maximo (%) (Limite Líquido-Limite Plástico)	INV E-125	28
Consolidacion lenta con descarga	INV E-151	13
Compresion incofinada	INV E-152	13
Corte directo en condicion CD	INV E-154	37
Determinación del contenido orgánico de un suelo mediante el ensayo de pérdida por ignición	INV E 121	14
Perforación mecánica con recuperación de muestras.	-	12
Penetración estándar	INV E-111	24

Fuente; autores

4.1 ENSAYOS A REALIZAR

4.1.1 DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS IN SITU SEGÚN NORMA INV E

- **Ensayo normal de penetración (SPT) y muestreo de suelos con tubo partido INV E – 111 – 13**

Este método describe el procedimiento conocido como Ensayo Normal de Penetración (Standard Penetration Test – SPT), el cual consiste en conducir un muestreador de tubo partido dentro del suelo para obtener muestras alteradas representativas con fines de identificación, y medir la resistencia del suelo a la penetración del muestreador.

Los resultados de los ensayos y la información de identificación se emplean para estimar las condiciones del subsuelo en el diseño de cimentaciones.

Los ensayos de resistencia a la penetración se desarrollan, generalmente, a intervalos de 1.5 m (5 pies), o cuando se detectan cambios significativos durante la perforación.

Este método de ensayo se emplea en suelos no litificados y en aquellos cuyo tamaño máximo de partícula es menor que la mitad del diámetro del toma muestras.

Ensayo de penetración estándar, SPT – Ensayo que se realiza en el fondo de una perforación, el cual consiste en hincar un toma muestras de tubo partido una distancia de 1.0 pie (0.30 m) en dos intervalos iguales de 6" (0.15 m), inmediatamente después de haberlo hecho en un primer intervalo de asentamiento de 0.15 m (6"). El muestreador tiene un diámetro interno de 38.1 mm (1½") o 34.9 mm (1 3/8"), y el martillo empleado para la hinca tiene un peso aproximado de 623 N (140 lbf) y se deja caer libremente desde una altura de 0.76 m ± 0.03 m (30 ± 1.0").

Valor de N – Representación numérica de la resistencia a la penetración de un toma muestras del tipo tubo partido dentro del suelo. El valor de N, expresado en golpes por pie, es igual a la suma del número de golpes requeridos para hincar el tubo muestreador dentro del intervalo de profundidad de 6 a 18" (0.15 a 0.45 m).

Equipo

Equipo de perforación – Se permite el empleo de cualquier equipo de perforación que realice simultáneamente con el muestreo un orificio adecuado antes de la inserción del toma muestras y que no altere el suelo antes de la penetración del tubo muestreador.

Tuberías para muestreo – Se pueden emplear tubos de perforación de acero de junta lisa para conectar él toma muestras de tubo partido al martinete. La rigidez del tubo de muestreo (momento de inercia) deberá ser igual o mayor que la de una varilla de perforación de pared paralela tipo "A", el cual corresponde a un tubo de acero con diámetro exterior de 41.3 mm (1-5/8") y un diámetro interior de 28.5 mm (1-1/8").

Toma muestras de tubo partido (muestreador de media caña estándar) – Las dimensiones típicas son tiene un diámetro exterior de 50.8 mm (2"). El diámetro interior (dimensión D en la Figura 111 - 2) puede ser 38.1 mm (1 ½") o 34.9 m (1 3/8"). Él toma muestras de 38.1 mm (1 ½") puede llevar un revestimiento interior de calibre 16.

Martillo y yunque – El martillo deberá pesar 623 ± 9 N (140 ± 2 lbf) y deberá ser una masa metálica sólida y rígida. El martillo deberá golpear el yunque directamente cuando cae. Se deberá emplear una guía para permitir la caída libre. Los martillos empleados con el método de malacate y cable deberán tener una capacidad libre de levantamiento de, por lo menos, 100 mm (4"). Por

razones de seguridad, se recomienda el empleo de un sistema de martillo con yunque interno. La masa total del conjunto que soporta el martillo sobre la tubería de perforación no debe ser superior a 113 ± 5 kg (250 ± 10 lbm).

Sistema de caída del martillo – Se pueden emplear sistemas como el de malacate-cable, de disparo, o sistemas automáticos o semiautomáticos de caída del martillo, con la condición de que los aparatos de izado no provoquen la penetración del toma muestras en el momento del reenganche y levantamiento del martillo.

Procedimiento

Cuando se alcanza la profundidad deseada para el muestreo, se limpia el fondo de la perforación retirando los residuos o detritos de la misma y se registra la profundidad de limpieza con una aproximación de 0.05 m (o 0.1 pie). Para efectuar el ensayo se sigue el siguiente procedimiento:

Se hinca el tomamuestras a golpes del martillo de 623 N (140 lbf) y se cuenta el número de golpes aplicados en cada incremento de 0.15 m (6").

Se anota el número de golpes requeridos para avanzar el muestreador cada 0.15 m (6") de penetración o fracción. Se considera que los primeros 0.15 m (6") corresponden a la acomodación del equipo. Por tanto, la suma del número de golpes requeridos para el segundo y tercer intervalo de 0.15 m (6") de penetración, se llama la "resistencia a la penetración normal" o “valor N".

La elevación y caída del martillo de 623 N (140 lbf), se efectúa mediante cualquiera de los siguientes métodos:

Método A – Se emplea un sistema de caída de desenganche, semiautomático o automático, que levanta el martillo de 623 N (140 lbf) y lo deja caer 0.76 ± 0.03 m (30 ± 1.0") sin ningún obstáculo. La altura de caída en estos sistemas se debe verificar diariamente y a la menor indicación de variaciones en su comportamiento. En la operación de los martillos automáticos se deben atender estrictamente los manuales de operación.

Método B – Se usa un malacate o cilindro de rotación para halar un cable atado al martillo. Cuando se usa el método del cable con malacate o cilindro de rotación, el sistema y la operación deberán cumplir con las siguientes condiciones:

Se saca el muestreador a la superficie y se abre. Se registra el porcentaje de recuperación, con una aproximación del 1% o la longitud de la muestra recuperada con una aproximación de 0.05 m (o 0.1pie). Se describe la muestra de suelo extraída de acuerdo con la norma INV E-102; se coloca luego una o más porciones representativas de la muestra en frascos o recipientes sellados, sin apisonar o distorsionar cualquier estratificación aparente.

Se sella cada recipiente para evitar la evaporación de la humedad del suelo. Se fijan etiquetas a los recipientes con el nombre de la obra, el número de la perforación, la profundidad de la muestra, y el número de golpes por cada 0.15 m (6").

- **Ensayo Resistencia a la penetración (Penetrómetro de bolsillo) ASTM 2537-94**

La resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo o de mano (RPb); también llamada resistencia a la compresión (Amacher & O'Neill, 2004), esfuerzo a la compresión inconfinada (UCS) (Delegard, Schmidt, & Chenault, 2011; QCQA.com, n.d.), es la capacidad del suelo confinado a resistir la penetración de un objeto rígido.

El ensayo consiste en penetrar verticalmente una punta cilíndrica plana de 6.4 mm de diámetro una distancia de 6.4 mm durante 1 Segundo (Bradford 1986, mencionado por (USDA, 1993)). La escala está dada en unidades de presión (kg/cm2), basada en una regresión de resistencia a la penetración y compresión inconfinada (QCQA.com, n.d.; USDA, 1993). También es utilizado para estimar un aproximado de la resistencia al corte sin drenaje en suelos de grano fino, generalmente saturados con la nomenclatura PPcs (Vanapalli & Taek Oh, 2012).

La medición se realiza gracias a un anillo que se desliza durante la penetración sobreponiéndose en la escala, estos valores pueden clasificar el suelo por su resistencia a la penetración en MPa.

FIG. 15 Realización ensayo de penetrómetro de bolsillo, edificio Tribunales.



Fuente: autores.

4.1.2 DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO SEGÚN NORMA INV E

- **Determinación en el laboratorio del contenido de agua (Humedad) de muestras de suelo, roca y mezclas de suelo -agregado INV E – 122 – 13**

Esta norma se refiere a la determinación en el laboratorio del contenido de agua (humedad), por masa, de suelo, roca, y mezclas de suelo-agregado. Por simplicidad, de aquí en adelante, la palabra "material" se refiere a suelo, roca o mezclas de suelo-agregado, la que sea aplicable.

Se lleva una muestra del material húmedo a un horno a 110 ± 5° C (230 ± 9° F) y se seca hasta alcanzar una masa constante. Se considera que la masa perdida a causa del secado es agua y que la masa remanente corresponde a la muestra seca. El contenido de agua se calcula relacionando la masa de agua en la muestra húmeda con la masa de la muestra seca.

Equipo

Horno – Controlado termostáticamente, preferiblemente de tiro forzado, y que pueda mantener una temperatura uniforme de 110 ± 5° C (230 ± 9° F) en toda la cámara de secado.

Balanzas – Con una legibilidad de 0.01 g para muestras que tengan una masa de 200 g o menos; y una legibilidad de 0.1 g para muestras que tengan una masa mayor de 200 g. En cualquier caso, la balanza utilizada deberá ser controlada por el número necesario de dígitos significativos.

Recipientes para las muestras – Recipientes adecuados, hechos de un material resistente a la corrosión y a cambios en su masa al ser sometidos a calentamientos y enfriamientos repetidos, a la exposición a materiales de pH variado y a operaciones de limpieza. A menos que se use un desecador, se deberán usar recipientes con tapas de cierre hermético para el ensayo de muestras con masa hasta de 200 g; mientras que para muestras de masa mayor se podrán usar recipientes sin tapa. Los recipientes y sus tapas deberán tener identificaciones numéricas que los individualicen completamente; además, los números en las tapas deberán coincidir con los de sus recipientes, con el fin de evitar confusiones.

Procedimiento

Se determina y registra la masa de un recipiente limpio y seco (y su tapa, si ella se usa).

Se escoge una muestra de ensayo representativa.

Se coloca la muestra húmeda dentro del recipiente; se coloca la tapa firmemente en posición (cuando ella se utilice) y se determina el peso del recipiente con la muestra de material, usando una balanza apropiada, Se anota este valor.

Se retira la tapa (si fue usada) y se coloca el recipiente con el material húmedo en el horno para secar el material hasta que alcance masa constante. El horno secador se mantiene a una temperatura de 110 ± 5° C (230 ± 9° F), salvo que se especifique otra cosa.

Después de que el material se haya secado a masa constante, se retira el recipiente del horno y se le coloca la tapa, si ella se usó inicialmente. Se permite que el material y el recipiente se enfríen a la temperatura ambiente o hasta que el recipiente pueda ser manejado fácilmente con ambas manos y la operación de pesaje no se vea afectada por corrientes de convección y/o transmisión de calor. Se determina la masa del recipiente con la muestra secada en el horno, usando la misma balanza usada. Se registra este valor. Se deberán usar tapas de ajuste a presión siempre que se ensayen especímenes que absorban humedad del aire antes de determinarles la masa seca.

FIG. 16 Realización ensayo de humedades, edificio Tribunales



Fuente: autores.

- **Determinación de los tamaños de las partículas de los suelos, INV E – 123 – 13**

Esta norma se refiere a la determinación cuantitativa de la distribución de los tamaños de las partículas de un suelo. La distribución de las partículas mayores de 75 µm (retenidas en el tamiz No. 200) se determina por tamizado.

Equipo

Se organiza la serie de tamices

75 mm (3")

37.5 mm(1-½")

19.0 mm (¾")

9.5 mm (3/8")

4.75 mm (No. 4)

2.36 mm (No. 8)

1.10 mm (No. 16)

600 µm (No. 30)

300 µm (No. 50)

150 µm (No. 100)

75 µm (No. 200).

Se utilizo balanza 0.01 g de precisión con numero de certificado 2979-M.

Procedimiento

En la operación de tamizado manual se sacude(n) el tamiz o tamices con un movimiento lateral y vertical acompañado de vibración y recorriendo circunferencias, de forma que la muestra se mantenga en movimiento continuo sobre las mallas.

En ningún caso se permite girar o manipular fragmentos de la muestra para que pasen a través de un tamiz. Al desmontar los tamices se debe comprobar que la operación está terminada; esto se sabe cuándo no pasa más del 1 % de la parte retenida al tamizar durante un minuto, operando cada tamiz individualmente.

Si quedan partículas atrapadas en la malla, se deben separar con una brocha o cepillo y reunirlas con lo retenido en el tamiz. Cuando se utilice una tamizadora mecánica, el resultado se puede verificar usando el método manual.

Se determina la masa de cada fracción en una balanza con una sensibilidad de 0.1 %. La suma de las masas de todas las fracciones y la masa inicial de la muestra no deben diferir en más de 1 %.

Cálculos: Se calcula el porcentaje que pasa el tamiz de 2.0 mm (No. 10), dividiendo la masa que pasa dicho tamiz por la masa de suelo originalmente separada a través de él y multiplicando el resultado por 100. Para obtener la masa de la porción pasante por el tamiz de 2.0 mm (No. 10), se resta de la masa original, la masa retenida en dicho tamiz.

Para comprobar la masa total de suelo que pasa el tamiz de 4.75 mm (No. 4), se agrega a la masa del material que pasa el tamiz de 2.0 mm (No. 10), la masa de la fracción que pasa el tamiz de 4.75 mm (No. 4) y que queda retenida en el de 2.0 mm (No. 10). Para comprobar la masa del material que pasa por el tamiz de 9.5 mm (3/8"), se agrega a la masa total del suelo que pasa por el tamiz de 4.75 mm (No. 4), la masa de la fracción que pasa el tamiz de 9.5 mm (3/8") y que queda retenida en el de 4.75 mm (No. 4). Para los demás tamices, se continúa el cálculo de la misma manera.

Para determinar el porcentaje total que pasa por cada tamiz, se divide la masa total que pasa ese tamiz por la masa total de la muestra y se multiplica el resultado por 100.

FIG. 17 Realización de ensayo de granulometría, edificio Tribunales.



Fuente: autores.

- **Determinación del límite líquido de los suelos INV E – 125 – 13**

Límite líquido (LL, wL) – Contenido de humedad del suelo, expresado en porcentaje, cuando se halla en el límite entre los estados líquido y plástico.

La norma presenta dos métodos para determinar el límite líquido: el Método A, que consiste en un ensayo de varios puntos es el utilizado durante los análisis realizados en el presente estudio.

El método descrito en esta norma se debe aplicar únicamente sobre la porción de suelo que pasa el tamiz de 425 µm (No. 40). Por lo tanto, se deberá considerar la contribución relativa de esta fracción de suelo a las propiedades de la muestra como conjunto, cuando se usen estos ensayos para evaluar las propiedades de un suelo.

Se procesa la muestra de suelo para remover cualquier porción retenida en el tamiz de 425 µm (No. 40). El límite líquido se determina mediante tanteos, en los cuales una porción de la muestra se esparce sobre una cazuela de bronce que se divide en dos partes con un ranurador, permitiendo que esas dos partes fluyan como resultado de los golpes recibidos por la caída repetida de la cazuela sobre una base normalizada. El límite líquido multipunto, Método A, requiere 3 o más tanteos sobre un rango de contenidos de agua, cuyos resultados se dibujan para establecer una relación a partir de la cual se determina el límite líquido.

Equipo

Aparato del límite líquido – Dispositivo mecánico, consistente en una cazuela de bronce, suspendida de un soporte diseñado para controlar su caída sobre la superficie de un bloque de material resiliente, que sirve como base del aparato.

Ranurador – Herramienta plan hecha de plástico o de un metal no corrosivo. El ranurador puede tener cualquier diseño, mientras se garantice que se mantienen sus dimensiones esenciales. El ranurador puede tener, aunque no es obligatorio, un calibrador para ajustar la altura de caída de la cazuela.

Balanza – Con legibilidad de 0.01 g.

Espátula – Una espátula de hoja flexible de unos 75 a 100 mm (3 a 4") de longitud y 20 mm (¾") de ancho.

Horno – Un horno termostáticamente controlado para el secado de las muestras, capaz de mantener temperaturas de 110 ± 5° C (230 ± 9° F).

Procedimiento

Se remezcla completamente el espécimen, ajustando su contenido de agua para que adquiera la consistencia requerida para que sean necesarios entre 25 y 35 golpes de la cazuela para cerrar la ranura que se forma en el suelo. Se coloca una cantidad adecuada de suelo en la cazuela encima del punto donde ésta descansa en la base y se comprime y extiende con la espátula para nivelarla y, a la vez, dejarla con una profundidad de 10 mm en el punto de su máximo espesor. Se debe usar el menor número posible de pasadas con la espátula, evitando atrapar burbujas de aire en la masa de suelo. El suelo excedente se debe devolver al recipiente mezclador, el cual se debe tapar con el fin de retener la humedad de la muestra.

El suelo colocado sobre la cazuela de bronce se divide con una pasada firme del ranurador, hundiendo el lado biselado de éste hacia adelante en una línea que va desde el punto más alto hasta el más bajo del borde de la cazuela. Al hacer la ranura, se sostiene el ranurador contra la superficie de la cazuela y se forma un arco, manteniendo el ranurador perpendicular a la superficie de la cazuela durante su movimiento.

Se verifica que no haya restos de suelo ni en la base ni en la parte inferior de la cazuela. Entonces, se levanta y golpea la cazuela girando la manija a una velocidad de 1.9 a 2.1 revoluciones por segundo, hasta que las dos mitades de la pasta de suelo se pongan en contacto en el fondo de la ranura a lo largo de una distancia de cerca de 13 mm (½").

Se registra el número de golpes, N, requerido para cerrar la ranura en la longitud indicada. Se saca una tajada de suelo, aproximadamente del ancho de la espátula, tomando parte de uno y otro lado y en ángulo recto con la ranura, incluyendo la porción de ésta en la cual se hizo contacto y se coloca en un recipiente de masa conocida y se tapa.

Se transfiere a la vasija de mezclado el suelo que sobró en la cazuela de bronce. La cazuela y el ranurador se deben lavar y secar, para tenerlas listas para el tanteo siguiente.

Se remezcla el suelo restante en la vasija, agregándole agua suficiente para ponerlo en un estado de mayor fluidez y se repiten los pasos. La finalidad de este procedimiento es obtener muestras con consistencias tales, que al menos una de las determinaciones del número de golpes requeridos para cerrar la ranura del suelo se halle en cada uno de los siguientes intervalos: 25–35; 20–30 y 15–25.

Se toma el recipiente con la porción de suelo, se pesa y se anota el valor obtenido. Se coloca en seguida dentro del horno a 110 ± 5° C (230 ± 9° F) hasta obtener una masa constante y se vuelve a pesar tan pronto como se haya enfriado y antes de que pueda haber absorbido humedad higroscópica. Se anota esta masa, así como la pérdida de masa debida al secado. La determinación de la masa inicial (recipiente más porción de suelo húmedo) se deberá realizar inmediatamente se termine el ensayo. Si éste se interrumpe por más de 15 minutos, la masa se deberá determinar en el momento de la interrupción.

- **Límite plástico e índice de plasticidad de los suelos INV E – 126 – 13**

El método descrito en esta norma se debe aplicar únicamente sobre la porción de suelo que pasa el tamiz de 425 µm (No. 40). Por lo tanto, se deberá considerar la contribución relativa de esta fracción de suelo en las propiedades de la muestra como conjunto, cuando se usen los valores de límite plástico e índice de plasticidad para evaluar las propiedades de un suelo.

Límite plástico (LP, wP) – Contenido de agua del suelo, expresado en porcentaje, cuando se halla en el límite entre los estados plástico y semisólido.

Índice de plasticidad (IP) – Rango de contenidos de agua, dentro del cual un suelo se comporta plásticamente. Numéricamente, es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

Equipo

Placa de vidrio esmerilado – De tamaño suficiente para formar cilindros de suelo (rollos) en el ensayo.

Espátula – De hoja flexible, de unos 10 a 13 cm (4 a 5") de longitud y 2 cm (¾") de ancho.

Balanza – De 100 g de capacidad, con legibilidad a 0.01 g.

Horno –Termostáticamente controlado, regulable a 110 ± 5° C (230 ± 9° F).

Se toma una porción de 20 g, o un poco más, del suelo preparado para el ensayo del límite líquido, ya sea luego del segundo mezclado antes del ensayo o del suelo que sobre al terminar la prueba del límite líquido (norma INV E- 125).

Se reduce el contenido de agua de esta porción de suelo hasta que alcance una consistencia que permita enrollarlo sin que se pegue a las manos, extendiéndolo o mezclándolo continuamente sobre la placa de vidrio o en el recipiente de mezcla y almacenamiento. El proceso de secado se puede acelerar, exponiendo el suelo a la corriente de aire de un ventilador eléctrico o aplicándole un papel secante que no añada fibras al suelo.

Procedimiento

Del espécimen de ensayo, se selecciona una porción de 1.5 a 2.0 g con la cual se forma una masa elipsoidal.

Se forman rollos con la masa de suelo, Mediante el método manual – Se hace rodar la masa de suelo entre la palma de la mano o los dedos y la placa de vidrio, con la presión estrictamente necesaria para formar un rollo de diámetro uniforme en toda su longitud. El rollo se debe adelgazar más con cada rotación, hasta que su diámetro alcance 3.2 mm (1/8"), tomándose para ello no más de dos minutos. La presión requerida de la mano o de los dedos varía dependiendo del tipo de suelo, debiendo incrementarse a medida que la plasticidad del suelo es mayor. Los suelos frágiles de baja plasticidad se enrollan mejor bajo el borde exterior de la palma de la mano o bajo la base del dedo pulgar.

Este podrá ser considerado un punto final satisfactorio, siempre y cuando el suelo haya podido ser enrollado previamente en un cilindro de 3.2 mm de diámetro. El desmoronamiento se manifiesta de maneras diferentes en distintos tipos de suelos. Algunos suelos se desintegran en numerosas partículas pequeñas y otros pueden formar una capa exterior tubular que comienza a separarse desde ambos extremos; la separación progresa hacia el centro y, finalmente, el rollo se desintegra.

Se recogen las porciones de suelo desmoronado y se colocan en un recipiente adecuado de masa conocida. Si el recipiente con el suelo no se pesa en ese momento, se deberá tapar inmediatamente.

Se seleccionan otras porciones de 1.5 a 2 g del espécimen del límite plástico y se repiten las operaciones descritas en los numerales 8.2 a 8.4 hasta que el recipiente tenga, cuando menos, 6 g de suelo.

Se determinan los contenidos de agua de los suelos contenidos en los dos recipientes, de acuerdo con la norma INV E-122 y se anotan los resultados.

Calculo

Se calcula el promedio de los dos contenidos de agua (tanteos del límite plástico) y el valor obtenido se redondea al entero más cercano. Este valor es el límite plástico (LP). El ensayo se deberá repetir, si la diferencia entre los límites plásticos de los dos tanteos supera el rango de aceptabilidad para los resultados de dos ensayos, efectuados por un solo operador; es decir, 1.4 puntos porcentuales (2.8×0.5).

Tanto el LL como el LP son números enteros. Si el límite líquido o el plástico no se pueden determinar, o si el límite plástico es igual o mayor que el límite líquido, se informará que el suelo es no plástico, NP.

FIG. 18 Realización de ensayo de limites de Atterberg, edificio Tribunales.



Fuente: autores.

- **Consolidación unidimensional de suelos INV E – 151 – 13**

Método A – Este método se desarrolla aplicando de manera constante cada incremento de carga durante veinticuatro (24) horas o múltiplos de este tiempo. Las lecturas tiempo-deformación se deben realizar, como mínimo, durante dos incrementos de carga. Este método proporciona solamente la curva de compresión de la muestra y los resultados combinan las deformaciones debidas a consolidación primaria y a consolidación secundaria.

En estas pruebas de laboratorio, se toma una muestra de suelo, se confina lateralmente y se carga en dirección axial con incrementos de esfuerzo total. Cada incremento de carga se mantiene constante hasta cuando el exceso de presión de poros se haya disipado. Esta situación se identifica por medio de la interpretación del comportamiento tiempo-deformación bajo esfuerzo total constante y se basa en la premisa de que el suelo está 100 % saturado.

Durante el ensayo se mide el cambio de altura de la muestra y se determina la relación entre el esfuerzo axial efectivo y la relación de vacíos o la deformación unitaria. Cuando se toman las lecturas de tiempo-deformación durante la aplicación de un incremento de carga, se puede calcular la velocidad de consolidación con el coeficiente de consolidación.

Equipo

Dispositivo de carga – Un dispositivo adecuado para aplicar cargas axiales o esfuerzos totales a la muestra. El dispositivo debe ser capaz de mantener las cargas especificadas durante períodos prolongados de tiempo con una precisión de ± 0.5 % de la carga aplicada y debe permitir la aplicación rápida de un incremento de carga dado sin generar ningún impacto significativo. La aplicación de la carga se debe completar en un tiempo correspondiente a 0.01 veces t100 o menos.

Consolidómetro – Un dispositivo para mantener la muestra dentro de un anillo que puede estar fijo a una base o puede ser flotante (sostenido por fricción en la periferia de la muestra), con piedras porosas en cada cara del espécimen. El diámetro interno del anillo debe tener una tolerancia de mínimo 0.1 % del mismo. El consolidómetro debe proporcionar, también, un medio para sumergir la muestra en agua, para transmitir la carga concéntrica axial a los discos porosos y para medir la deformación axial del espécimen.

Discos porosos – Los discos porosos (piedras porosas) podrán ser de carburo de silicio, de óxido de aluminio o de otro material de rigidez similar, que no se corroa ante el suelo o los fluidos de poros. Los discos deben ser lo suficientemente finos para evitar la penetración del suelo dentro de sus poros, pero no el flujo del agua proveniente de la muestra. Aun cuando no se cuenta con un criterio exacto, el factor de impedancia generado por el espesor del disco y su conductividad hidráulica (permeabilidad) debe ser de al menos 100.

Pantalla filtrante – Se coloca entre el disco poroso y el espécimen, con el objeto de evitar la intrusión de suelo dentro de aquél. Su presencia se debe tener en cuenta cuando se calcula el factor de impedancia. Puede ser de nylon-monofilamento o un papel de filtro grado 54, endurecido, de bajo contenido de ceniza.

Deformímetro – Para medir el cambio de espesor de la muestra con una resolución de 0.0025 mm (0.0001") o mayor.

Balanza – Empleada para determinar la masa de la muestra más el anillo, etc., con al menos cuatro dígitos significativos.

Horno – Termostáticamente controlado, de ventilación forzada, que pueda mantener una temperatura a de 110 ± 5° C (230 ± 9° F).

Equipo misceláneo – Incluye espátulas, navajas y sierras de alambre para preparar la probeta.

Muestra

Se deben reducir las posibilidades de alteración del suelo tanto como sea posible: cambios de humedad, de densidad, etc., así como evitar vibración, distorsión y compresión.

Se recorta la muestra a ras con los extremos planos del anillo. En suelos blandos o de consistencia media, se usa una sierra de alambre para minimizar el desmoronamiento.

Se determina la masa húmeda inicial de la muestra, MTo, con precisión de 0.01 g, midiendo primero la masa del conjunto muestra-anillo y restando la masa del anillo, Mr.

Se determina la altura inicial de la muestra (H0) con una precisión de 0.01 mm (0.001").

Se calcula el volumen inicial de la muestra, V0, con una precisión de 0.01 cm3 (0.01 plg3), a partir del diámetro del anillo y de la altura inicial de la muestra.

Si se dispone de suficiente material, se recomienda obtener al menos dos contenidos de humedad natural de acuerdo con el método INV E-122, a partir del material que quedó como residuo del corte o labrado de la muestra.

Procedimiento

Se ensamblan en el consolidómetro el anillo con la muestra, los discos porosos y los filtros (cuando son necesarios). Si no se va a inundar la probeta después de la aplicación de la carga de asentamiento (Ver numeral 10.2), el consolidómetro se debe encerrar en una membrana de caucho o plástica suelta, para prevenir el cambio de volumen debido a la evaporación.

Se coloca el consolidómetro en el aparato de carga y se aplica una carga de asiento que genere un esfuerzo axial total de alrededor de 5 kPa (100 lbf/pie^2). Inmediatamente después de la

aplicación de esta carga, se ajusta el deformímetro y se registra la deformación inicial, do. De ser necesario, se incrementa la carga de asiento para evitar la expansión.

Se registran la carga aplicada que se necesita para evitar el hinchamiento y la lectura de deformación resultante.

La muestra se somete a incrementos de esfuerzo axial total constante.

Antes de aplicar cada incremento de carga, se registra la altura o el cambio de la misma en la muestra, df.

Para minimizar el hinchamiento durante el desmonte, se lleva la muestra nuevamente hasta la carga de asiento (alrededor de 5 kPa de esfuerzo total axial). Cuando el cambio en la deformación axial se ha reducido a menos de 0.2 % por hora (usualmente durante la noche), se registra la deformación axial final del ensayo, se libera la carga final de asiento y se remueve rápidamente el consolidómetro del marco de carga. Se remueven del consolidómetro la muestra y el anillo y se seca cualquier agua presente en ellos.

Se determina la masa total de la probeta, MT, con aproximación de 0.01 g, midiendo primero el conjunto anillo-muestra y restando después la masa del anillo.

La manera más precisa de determinar la masa seca del espécimen y el contenido de agua es secando la muestra total al final del ensayo, de acuerdo con el procedimiento de la norma INV E-122.

FIG. 19 Realización de ensayo de consolidación, edificio Tribunales.



Fuente: Autores.

- **Compresión inconfinada en muestras de suelos INV E – 152 – 13**

Este método de ensayo es aplicable solo a materiales cohesivos que no expulsan agua durante la etapa de carga del ensayo y que mantienen su resistencia intrínseca después de remover las presiones de confinamiento, como las arcillas o los suelos cementados.

Equipo

Aparato de compresión – El aparato de compresión puede ser una báscula de plataforma equipada con un marco de carga activado con un gato de tornillo; un mecanismo de carga hidráulica, o cualquier otro instrumento de compresión con suficiente capacidad de control para proporcionar la velocidad de carga.

Extractor de muestra – Capaz de extraer el núcleo de suelo del tubo de muestreo a una velocidad uniforme y con mínima alteración, en la misma dirección en que la muestra entró al tubo. Las condiciones en el momento de la extracción de la muestra pueden indicar la dirección de su extracción, pero la principal preocupación es mantener en un mínimo su grado de alteración.

Indicador de deformaciones – Debe ser un comparador de carátula, graduado a 0.03 mm (0.001") o mejor, que tenga un rango de medición de, por lo menos, 20 % de la longitud del espécimen para el ensayo, o algún otro instrumento de medición, como un transductor que cumpla estos requerimientos.

Micrómetro con dial comparador – U otro instrumento adecuado para medir las dimensiones físicas del espécimen, dentro del 0.1 % de la dimensión medida.

Balanza – La balanza usada para pesar los especímenes debe determinar su masa con una precisión de 0.1 % de su masa total.

Equipo para la determinación del contenido de humedad – Como se especifica en la norma INV E-122.

Equipo misceláneo – Que incluye las herramientas para cortar y labrar la muestra, instrumentos para remoldearla, formatos para anotar los datos, etc.

Muestra

Tamaño de las muestras – Los especímenes deben tener un diámetro mínimo de 30 mm (1.3") y la mayor partícula contenida en ellos debe ser menor que 1/10 del diámetro del espécimen. Para muestras que tengan un diámetro de 72 mm (2.8") o mayores, el tamaño máximo de partícula debe ser menor que 1/6 del diámetro del espécimen.

Procedimiento

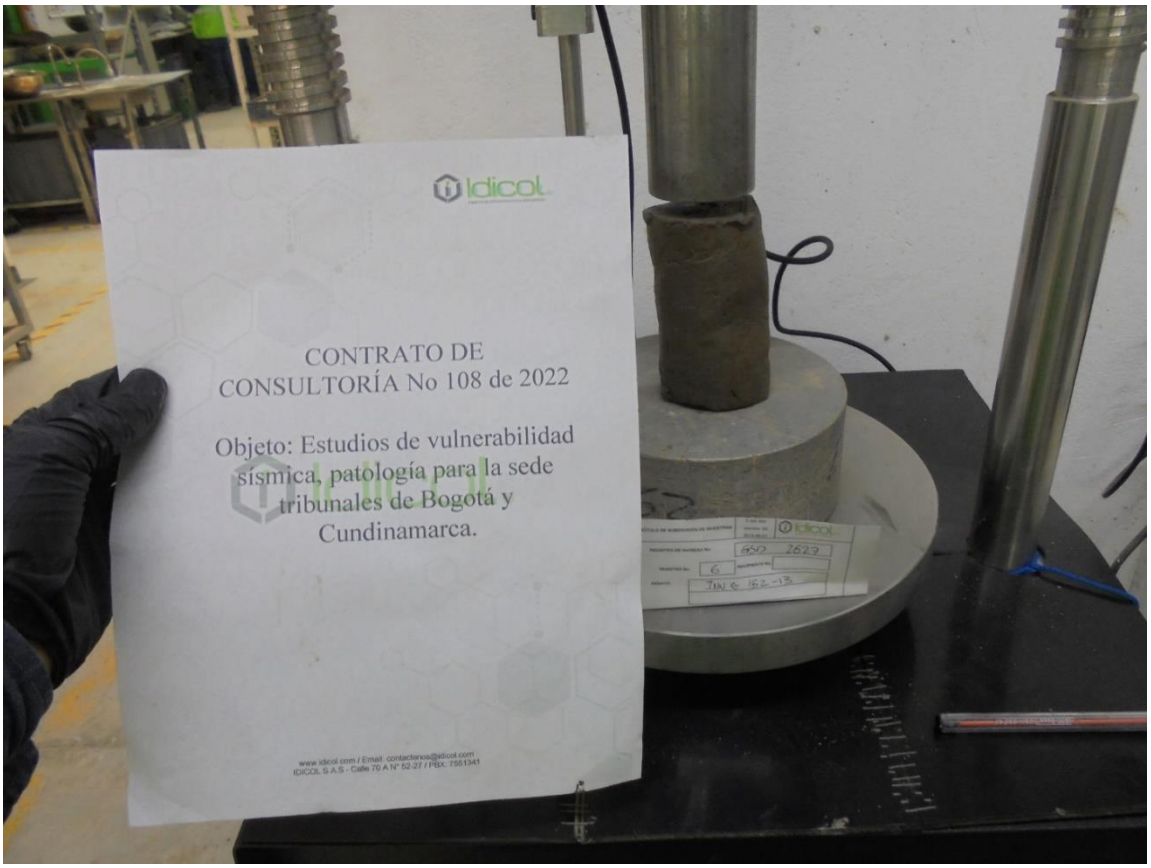
El espécimen, previamente medido y pesado, se coloca en el aparato de carga de tal manera que quede centrado sobre la platina inferior. A continuación, se ajusta el instrumento de carga cuidadosamente, de modo que la platina superior apenas haga contacto con el espécimen y se lleva a cero el indicador de deformación.

Se aplica la carga para que se produzca una deformación axial a una velocidad de ½ a 2.5 % por minuto. Se registran los valores de carga, deformación y tiempo a intervalos suficientes para definir la curva esfuerzo-deformación (normalmente son suficientes 10 a 15 puntos).

Se continúa aplicando carga hasta que los valores de carga decrezcan al aumentar la deformación, o hasta que se alcance una deformación igual a 15 %. Se anota la velocidad de deformación en el informe de los datos de ensayo.

Terminado el ensayo, se determina el contenido de agua de la muestra de ensayo utilizando todo el espécimen, a menos que se hayan obtenido recortes representativos para este fin, como en el caso de las muestras inalteradas. Se menciona en el informe de ensayo si la muestra para determinar el contenido de humedad se tomó antes o después del ensayo de compresión.

FIG. 20 Realización de ensayo de compresión inconfinada, edificio Tribunales.



Fuente: autores.

- **Ensayo de corte directo en condición consolidada drenada (CD) INV E – 154 – 13**

Generalmente, se ensayan tres o más especímenes, cada uno bajo una carga normal diferente para determinar su efecto sobre la resistencia al corte y al desplazamiento. Los resultados de una serie de ensayos se combinan para determinar propiedades de resistencia del suelo, como las envolventes de resistencia de Mohr.

Equipo

Aparato de corte – Instrumento diseñado y construido para contener de manera segura la muestra entre dos piedras porosas, de tal modo que no se aplique un momento de torsión a la muestra. El aparato de corte debe estar en condiciones de aplicar un esfuerzo normal a las caras del espécimen, medir el cambio de espesor del espécimen, permitir el drenaje del agua a través de las piedras porosas en las fronteras superior e inferior de la muestra y de sumergir la muestra en agua. El aparato debe ser capaz de aplicar una fuerza de corte al espécimen a lo largo de un plano de corte predeterminado (corte simple) paralelo a las caras de la muestra.

Caja de corte – Circular o cuadrada, de acero inoxidable, bronce o aluminio, con dispositivos para el drenaje a través de sus partes superior e inferior. La caja debe estar dividida por un plano recto en dos mitades de igual espesor, que se ajustan con tornillos de alineación. La caja está provista de tornillos de separación que controlan el espacio entre sus mitades superior e inferior antes del corte. Las dos mitades (marcos) deben proporcionar una superficie de soporte a la muestra a lo largo del plano de corte durante el desplazamiento lateral relativo.

Piedras porosas – Las piedras porosas permiten el drenaje de la muestra de suelo a lo largo de sus caras superior e inferior. También, tienen como función transferir los esfuerzos a dichas caras.

Balanzas – Con posibilidad de lectura de 0.1 % o mejor.

Equipo para la determinación del contenido de agua – De acuerdo con lo especificado en la norma INV E-122.

Equipo misceláneo – Incluye un cronómetro con segundero, espátulas, cuchillos, regla, sierras de alambre, etc.

Procedimiento

Se ensamblan la caja de corte y la cubeta en el marco de carga.

Se conecta y ajusta la posición del sistema de carga de corte, de modo que no transmita fuerza sobre el instrumento de medición de carga. Se pone en cero este instrumento y se anota dicho valor.

Se conecta y ajusta el instrumento de medición de desplazamiento horizontal. Se hace una lectura inicial o se ajusta el instrumento de medición, indicando el desplazamiento cero.

Se coloca la placa de transferencia de carga y de interrupción del momento sobre la piedra porosa colocada en la parte superior del espécimen.

Se coloca el marco de carga de fuerza normal en posición, y se ajusta de modo que la barra de carga quede alineada. Si se utiliza un sistema de carga por palancas, se nivela la palanca. En los sistemas de carga neumática o accionados por motor, se ajusta el marco de carga hasta que asiente suavemente en la depresión de la placa de transferencia de carga, o se coloca una esfera metálica sobre la placa de transferencia y se ajusta el marco hasta lograr un contacto adecuado.

Se aplica una pequeña carga normal al espécimen. Se verifica que todos los componentes del sistema de carga estén ajustados y alineados, de manera tal que no quede restringido el movimiento de la placa de transferencia de carga en la caja de corte.

Se fija y ajusta el instrumento de medición del desplazamiento vertical. Se obtiene una lectura inicial, junto con una lectura de la carga normal (tomada con un instrumento de medida o verificando las pesas colocadas).

Consolidación – La carga normal para la consolidación final se puede aplicar en uno o varios incrementos, dependiendo del tipo de material, de la rigidez del espécimen y de la magnitud del esfuerzo final.

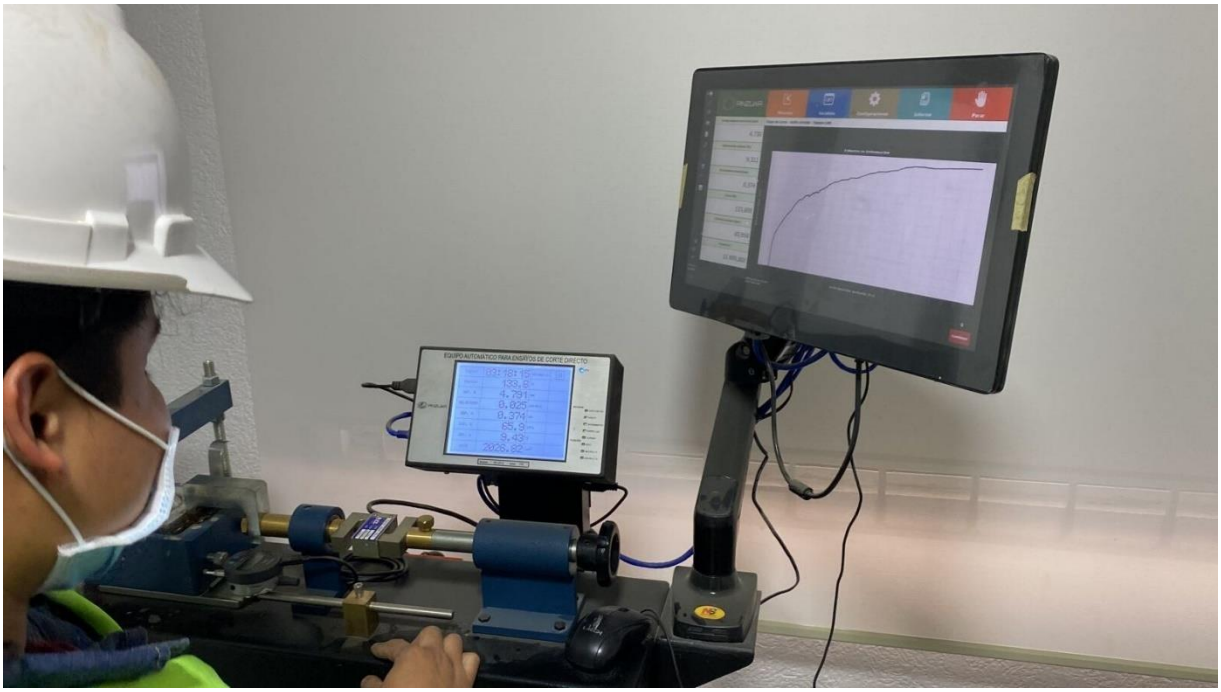
Justo antes de la cizalladura y después de que ha tenido lugar la consolidación primaria, se anota el desplazamiento normal de precorte y se remueven los tornillos de alineamiento o los pines de la caja de corte. Usando los tornillos de separación, se abre el espaciamiento entre las mitades de la caja de corte hasta, aproximadamente, el tamaño máximo de partícula del espécimen de ensayo o hasta 0.64 mm (0.025”), como un mínimo por defecto para suelos de grano fino. Se retiran los tornillos de separación luego de crear el espacio.

Determinación de la velocidad de corte – El espécimen se debe someter a corte a una velocidad relativamente reducida, para que el exceso de presión de poros sea insignificante en la falla.

Cuando se trate de especímenes cohesivos, se separan las mitades de la caja de corte con un movimiento deslizante a lo largo del plano de falla. No se deben separar las mitades de la caja de corte perpendicularmente a la superficie de falla, puesto que dicho movimiento puede dañar el espécimen.

Se retira el espécimen de la caja de corte y se determina su humedad, de acuerdo con el método de la Norma INV E-122. Si aplica, se recoge el material extraído en un recipiente separado para determinar su masa.

FIG. 21 Realización de ensayo de corte directo, edificio Tribunales.



Fuente: autores.

4.2 TRABAJO DE OFICINA

Terminados los análisis realizados a cada de las muestras se procede a organizar la información y procesar los cálculos concernientes para la realización de los análisis para la posterior clasificación del suelo según sus características físico-mecánicas, propiedades físicas y determinación de su capacidad portante máxima.

El objetivo de esta fase es la redacción de un informe claro que presente los resultados y el debido análisis para establecer el comportamiento mecánico del suelo objeto del estudio.

5. DESCRIPCIÓN DEL SUELO

Con los resultados obtenidos de laboratorio e In Situ se presenta un perfil promedio representativo de suelo con sus propiedades físicas, esto se hace para cada uno de los sondeos realizados en el edificio Tribunales, esto a partir del muestreo obtenido en cada sondeo mecánico y mecánico con bombeo en los cuales se alcanzó una profundidad máxima de 47 metros.

5.1 PERFIL DEL SUELO

En las siguientes tablas se realiza la descripción del material encontrado en cada perforación y sus propiedades físico-mecánicas (Limites de Atterberg, Humedad natural, Clasificación del suelos SUCS y AASTHO, profundidad, localización, N campo y N corregido).

Se determino el perfil de suelo promedio, Tabla 17 de acuerdo a la información obtenida en la exploración de campo en donde la profundidad máxima de estudio es de 47 metros medidos a partir del nivel cero del área de estudio.

Tabla 17 Perfil de suelo promedio presente en el área de estudio.

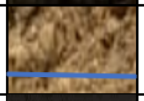
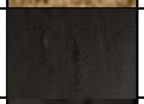
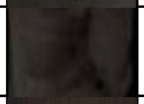
PERFIL PROMEDIO DEL SUELO PRESENTE EN EL ÁREA DE ESTUDIO		
SUELO	**PROF. (m)**	**DESCRIPCIÓN DEL SUELO**
	0,20	Capa vegetal.
	1,55	Recebo de consistencia suelto, gravas arenosas contaminados, tamaño maximo
	1,70	Limo arcilloso carmelito, humedad media, consistencia suelto.
	2,15	Lentes de arena, color amarillo, suelta.
	3,60	Arcilla limosa, color gris, consistencia media.
	6,60	Arcilla limosa, color gris oscura, consistencia blanda.
	9,00	Limo arcilloso, color gris, consistencia media - firme.
	15,00	Arcilla limosa, color gris, humedad alta, consistencia blanda.
	39,00	Arcilla limosa, color gris, humedad alta, consistencia blanda.
	44,00	Arcilla limosa, con lentes de arena fina, color gris, humedad alta.
	46,00	Lentes de arena, color gris, consistencia blanda, en matriz de arcilla color gris.
	47,00	Arcilla limosa, trazas de arena fina,color gris, y traza de oxidación, consistencia,

Fuente: Autores

Tabla 18 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 1.

CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022	LOCALIZACION: Bogotá-Cundinamarca	SONDEO 1	FECHA: noviembre de 2022

CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS

PROF. (M)	LITOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ATTERBERG			W Nat.	CLASIFICACIÓN		ENSAYO DE PÉRDIDA POR IGNICIÓN (%)	ENSAYOS ESPECIALES		N CAMPO	N° Golpes/pie
			LL	LP	IP		SUCS	AASHTO					
0,20		CAPA VEGETAL.											
1,10		RECEBO SUELTO, GRAVAS ARENOSAS CONTAMIENADOS, TAMAÑO MAXIMO 3".	70,0	17,0	53,0	14,0%	SC	A-2-7	4,2%	0,20	B	0	0
1,70		LIMO ARCILLOSO CARMELITO, HUMEDAD MEDIA, CONSISTENCIA SUELTO.	39,0	27,0	12,0	24,0%	ML	A-6		1,10 15 2 15 2 15 2	SPT	4	4
2,15		LENTES DE ARENA AMARILLA QUEMADA, CONSISTENCIA SUELTA.								1,70 15 1 15 1 15 1	SPT	2	2
6,60		ARCILLA LIMOSA COLOR GRIS OSCURO, CONSISTENCIA BLANDA.	63,0	31,0	32,0	48,0%	CH	A-7-5	6,4%	2,15 15 3 15 2 15 2	SPT	4	3
			134,0	23,0	111,0	32,0%	CH	A-7-6		2,90 15 2 15 2 15 2	SPT	4	3
			42,0	16,0	26,0	35,0%	CL	A-7-6	1,1%	4,50 15 2 15 2 15 2	SPT	4	3
10,60		ARCILLA LIMOSA COLOR ABANO, CONSISTENCIA BLANDA.	81,0	25,0	56,0	64,0%	CH	A-7-6	3,9%	6,60 15 2 15 2 15 2	SPT	4	3
			118,0	24,0	94,0	63,0%	SC	A-2-7		8,20 15 2 15 2 15 2	SPT	4	3
			43,0	17,0	26,0	39,0%	CL	A-7-6		8,80	SH	0	0
13,40		ARCILLA COLOR GRIS, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA.	98,0	31,0	67,0	60,0%	CH	A-7-5		10,60	SH	0	0
			103,0	25,0	78,0	53,0%	SC	A-7-6		12,40	SH	0	0
15,00		LIMO ARCILLOSO COLOR ABANO, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA.	117,0	24,0	93,0	83,0%	CH	A-7-6		13,40	SH	0	0

ALTERADA	
INALTERADA	

Fin de exploración 15.00 m. R: RECHAZO

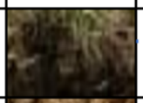
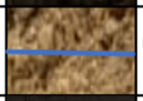
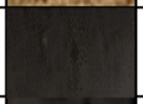
El Nivel Freático se encontró a 1,05 metros.

Fuente: Autores

Tabla 19 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 2.

CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022	LOCALIZACION: Bogotá-Cundinamarca	SONDEO 2	FECHA: noviembre de 2022

CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS

PROF. (M)	LITOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ATTERBERG			W Nat.	CLASIFICACIÓN		ENSAYO DE PÉRDIDA POR IGNICIÓN (%)	ENSAYOS ESPECIALES		N CAMPO	N° Golpes/pie
			LL	LP	IP		SUCS	AASHTO					
0,30		CAPA VEGETAL.	-	-	-	-	-	-	-				
2,00		RECEBO SUELTO, GRAVAS ARENOSAS CONTAMIENADOS, TAMAÑO MAXIMO 3".	-	-	-	11,4%	-	-	-	1,60 15 4 15 6 15 5	SPT	11	10
3,60		ARCILLA LIMOSA COLOR GRIS, CONSISTENCIA MEDIA	-	-	-	29,8%	-	-	-	2,60 15 3 15 3 15 2	SPT	5	4
5,80		ARCILLA LIMOSA	-	-	-	38,4%	-	-	-	4,20 15 3 15 3 15 2	SPT	5	3
9,00		LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS, CONSISTENCIA MEDIA FIRME	-	-	-	123,9%	-	-	-	6,50 15 5 15 5 15 6	SPT	11	7
			-	-	-	77,3%	-	-	-	8,00	SH	0	0
10,50		ARCILLA LIMOSA COLOR GRIS, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	-	-	-	115,4%	-	-	-	9,80	SH	0	0
15,00		ARCILLA LIMOSA COLOR GRIS, HUMEDAD ALTA	-	-	-	118,7%	-	-	-	11,50	SH	0	0
			-	-	-	79,5%	-	-	-	13,20	SH	0	0
			-	-	-	65,0%	-	-	-	15,00	SH	0	0

	ALTERADA	
	INALTERADA	

Fin de exploración 15.00 m. R: RECHAZO

El Nivel Freático se encontró a 1,10 metros.

Fuente: Autores

Tabla 20 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 3.

CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022	LOCALIZACION: Bogotá-Cundinamarca	SONDEO 3	FECHA: noviembre de 2022

CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS

PROF. (M)	LITOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ATTERBERG			W Nat.	CLASIFICACIÓN		ENSAYO DE PÉRDIDA POR IGNICIÓN (%)	ENSAYOS ESPECIALES		N CAMPO	N° Golpes/pie
			LL	LP	IP		SUCS	AASHTO					
7,40		PLACA DE CONCRETO	-	-	-	-	-	-	-				
			-	-	-	110,3%	-	-	-	8,20	SH	0	0
		LIMO ARCILLOSO, COLOR GRIS, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD MEDIA / ALTA	-	-	-	118,3%	-	-	-	9,80	SH	0	0
12,40			-	-	-	105,6%	-	-	-	11,40	SH	0	0
			-	-	-	101,7%	-	-	-	13,00 (15 2 / 15 1 / 15 1)	SPT	2	1
		ARCILLA LIMOSA, COLOR GRIS, INORGANICA, HUMEDAD ALTA, CONSISTENCIA BLANDA.	-	-	-	62,8%	-	-	-	15,00 (15 1 / 15 1 / 15 2)	SPT	3	2
17,00			-	-	-	102,2%	-	-	-	16,00	SH	0	0
			-	-	-	-	-	-	-	17,60	SH	0	0
		ARCILLA LIMOSA COLOR GRIS, HUMEDAD ALTA	-	-	-	121,3%	-	-	-	19,20	SH	0	0
22,00			-	-	-	145,7%	-	-	-	21,00	SH	0	0

	ALTERADA	
	INALTERADA	

Fin de exploración 22.00 m. — R: RECHAZO

El Nivel Freático se encontró a 7,60 metros.

Fuente: Autores

Tabla 21 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 4.

CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022	LOCALIZACION: Bogotá-Cundinamarca	SONDEO 4	FECHA: noviembre de 2022

CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS

PROF. (M)	LITOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ATTERBERG			W Nat.	CLASIFICACIÓN		ENSAYO DE PÉRDIDA POR IGNICIÓN (%)	ENSAYOS ESPECIALES		N CAMPO	N° Golpes/pie
			LL	LP	IP		SUCS	AASHTO					
7,42		PLACA DE CONCRETO	-	-	-	-	-	-	-				
9,50		-	-	-	-	-	-	-	-				
16,40		LIMO ARCILLOSO, COLOR ABANO, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD MEDIA / ALTA	-	-	-	116,6%	-	-	-	10,10	SH	0	0
			-	-	-	112,6%	-	-	-	13,60	SH	0	0
22,00		LIMO ARCILLOSO, COLOR GRIS, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	-	-	-	104,3%	-	-	-	17,00	SH	0	0
			-	-	-	93,2%	-	-	-	20,00	SH	0	0
			-	-	-	77,2%	-	-	-	22,00	SH	0	0

	ALTERADA	
	INALTERADA	

Fin de exploración 22.00 m. R: RECHAZO

El Nivel Freático se encontró a 7,60 metros.

Fuente: Autores

Tabla 22 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 5.

CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022	LOCALIZACION: Bogotá-Cundinamarca	SONDEO 5	FECHA: noviembre de 2022

CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS

PROF. (M)	LITOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ATTERBERG			W Nat.	CLASIFICACIÓN		ENSAYO DE PÉRDIDA POR IGNICIÓN (%)	ENSAYOS ESPECIALES		N CAMPO	N° Golpes/pie
			LL	LP	IP		SUCS	AASHTO					
7,08		PLACA DE CONCRETO	-	-	-	-	-	-	-	7,08			
7,17		BLOQUE	-	-	-	-	-	-	-	7,17			
7,50		PLACA DE CONCRETO	-	-	-	-	-	-	-	7,50			
		LIMO ARCILLOSO, COLOR ABANO, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD MEDIA / ALTA	189,0	46,0	143,0	117,0%	CH	A-7-5	-	8,10 15 1 15 1 15 1	SPT	2	1
			177,0	72,0	105,0	122,0%	SM	A-7-5	-	9,00 15 1 15 1 15 1	SPT	2	1
			143,0	65,0	78,0	130,0%	SM	A-2-7	-	10,00 15 2 15 1 15 2	SPT	3	2
			-	-	-	127,3%	-	-	-	11,60	SH	0	0
17,80			-	-	-	101,8%	-	-	-	14,80	SH	0	0
			-	-	-	88,5%	-	-	-	20,00	SH	0	0
22,00			-	-	-	120,7%	-	-	-	22,00	SH	0	0

	ALTERADA	
	INALTERADA	

Fin de exploración 22.00 m. R: RECHAZO

El Nivel Freático se encontró a 7,80 metros.

Fuente: Autores

Tabla 23 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 6.

CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022	LOCALIZACION: Bogotá-Cundinamarca	SONDEO 6	FECHA: noviembre de 2022

CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS

PROF. (M)	LITOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ATTERBERG			W Nat.	CLASIFICACIÓN		ENSAYO DE PÉRDIDA POR IGNICIÓN (%)	ENSAYOS ESPECIALES		N CAMPO	N° Golpes/pie
			LL	LP	IP		SUCS	AASHTO					
7,07		PLACA DE CONCRETO	-	-	-	-	-	-	-	7,08			
7,15		BLOQUE	-	-	-	-	-	-	-	7,17			
7,50		PLACA DE CONCRETO	-	-	-	-	-	-	-	7,50			
		LIMO ARCILLOSO, COLOR ABANO, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD MEDIA	-	-	-	104,4%	-	-	-	8,10	SH	0	0
			-	-	-	122,2%	-	-	-	11,60	SH	0	0
18,20			-	-	-	100,2%	-	-	-	15,20	SH	0	0
		ARCILLA LIMOSA, COLOR GRIS, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	-	-	-	86,2%	-	-	-	18,80	SH	0	0
22,40			-	-	-	108,1%	-	-	-	22,40	SH	0	0

ALTERADA	
INALTERADA	

Fin de exploración 22.00 m.

R: RECHAZO

El Nivel Freático se encontró a 8,00 metros.

Fuente: Autores

Tabla 24 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 7.

CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022	LOCALIZACION: Bogotá-Cundinamarca	SONDEO 7	FECHA: noviembre de 2022

CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS

PROF. (M)	LITOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ATTERBERG			W Nat.	CLASIFICACIÓN		ENSAYO DE PÉRDIDA POR IGNICIÓN (%)	ENSAYOS ESPECIALES		N CAMPO	N° Golpes/pie
			LL	LP	IP		SUCS	AASHTO					
7,20		PLACA DE CONCRETO	-	-	-	-	-	-	-	7,20			
9,00		-	-	-	-	-	-	-	-	9,00			
13,50		LIMO ARCILLOSO, COLOR ABANO, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	-	-	-	108,7%	-	-	-	9,60			
			-	-	-	119,7%	-	-	-	11,60			
19,00		LIMO ARCILLOSO, COLOR ABANO, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	-	-	-	127,9%	-	-	-	14,10	SH	0	0
			-	-	-	71,7%	-	-	-	17,60	SH	0	0
22,00		ARCILLA LIMOSA, COLOR GRIS, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	-	-	-	111,0%	-	-	-	19,60	SH	0	0
			-	-	-	113,9%	-	-	-	20,00	SH	0	0
			-	-	-	65,6%	-	-	-	22,00	SH	0	0

	ALTERADA	
	INALTERADA	
Fin de exploración 22.00 m.	R: RECHAZO	
El Nivel Freático se encontró a 7,45 metros.		

Fuente: Autores

Tabla 25 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 8.

CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022	LOCALIZACION: Bogotá-Cundinamarca	SONDEO 8	FECHA: noviembre de 2022

CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS

PROF. (M)	LITOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ATTERBERG			W Nat.	CLASIFICACIÓN		ENSAYO DE PÉRDIDA POR IGNICIÓN (%)	ENSAYOS ESPECIALES		N CAMPO	N° Golpes/pie
			LL	LP	IP		SUCS	AASHTO					
7,45		PLACA DE CONCRETO	-	-	-	-	-	-	-	7,45			
		LIMO ARCILLOSO, COLOR ABANO, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	-	-	-	122,5%	-	-	-	8,00	SH	0	0
			-	-	-	-	-	-	-	8,60 15 1 15 1 15 1	SPT	2	2
			-	-	-	-	-	-	-	11,60	SH	0	0
17,00			-	-	-	-	-	-	-	15,20	SH	0	0
		ARCILLA LIMOSA, COLOR GRIS, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	-	-	-	-	-	-	-	17,60	SH	0	0
			-	-	-	-	-	-	-	19,60	SH	0	0
			-	-	-	-	-	-	-	21,20	SH	0	0
22,00			-	-	-	-	-	-	-	22,00	SH	0	0

	ALTERADA	
	INALTERADA	

Fin de exploración 22.00 m.

R: RECHAZO

El Nivel Freático se encontró a 7,45 metros.

Fuente: Autores

Tabla 26 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 9.

CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022	LOCALIZACION: Bogotá-Cundinamarca	SONDEO 9	FECHA: noviembre de 2022

CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS

PROF. (M)	LITOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ATTERBERG			W Nat.	CLASIFICACIÓN		ENSAYO DE PÉRDIDA POR IGNICIÓN (%)	ENSAYOS ESPECIALES		N CAMPO	N° Golpes/pie
			LL	LP	IP		SUCS	AASHTO					
7,49		PLACA DE CONCRETO	-	-	-	-	-	-	-	7,49			
9,00		LIMO ARCILLOSO, COLOR ABANO, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	-	-	-	-	-	-	7,7%	9,00	SH	0	0
12,80		LIMO ARCILLOSO, COLOR ABANO, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	-	-	-	-	-	-	-	9,80	SPT	0	0
			-	-	-	-	-	-	16,7%	12,80	SH	0	0
19,40		LIMO ARCILLOSO, COLOR ABANO, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	-	-	-	-	-	-	15,8%	13,40 (15 1 / 15 1 / 15 2)	SPT	3	2
			-	-	-	-	-	-	11,4%	16,40	SH	0	0
23,40		LIMO ARCILLOSO, COLOR GRIS, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	-	-	-	-	-	-	6,2%	20,00	SH	0	0
			-	-	-	-	-	-	10,8%	22,00	SH	0	0
			-	-	-	-	-	-	4,6%	23,40	SH	0	0

	ALTERADA	
	INALTERADA	

Fin de exploración 23.40 m.

R: RECHAZO

El Nivel Freático se encontró a 11,50 metros.

Fuente: Autores

Tabla 27 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 10.

CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022	LOCALIZACION: Bogotá-Cundinamarca	SONDEO 10	FECHA: noviembre de 2022

CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS

PROF. (M)	LITOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ATTERBERG			W Nat.	CLASIFICACIÓN		ENSAYO DE PÉRDIDA POR IGNICIÓN (%)	ENSAYOS ESPECIALES		N CAMPO	N° Golpes/pie
			LL	LP	IP		SUCS	AASHTO					
7,07		PLACA DE CONCRETO	-	-	-	-	-	-	-	7,07			
7,16		BLOQUE	-	-	-	-	-	-	-	7,16		0	0
7,49		PLANCA DE CONCRETO	-	-	-	-	-	-	-	7,49		0	0
		LIMO ARCILLOSO, COLOR ABANO, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	179,0	42,0	137,0	126,0%	SC	A-2-7	-	8,60	SH	0	0
			137,0	38,0	99,0	94,0%	SC	A-7-5	-	9,20 (15 1 / 15 1 / 15 2)	SPT	3	2
			174,0	39,0	135,0	113,0%	SC	A-7-5	-	15,20	SH	0	0
19,80			157,0	42,0	115,0	119,0%	SC	A-7-5	-	18,80	SH	0	0
		ARCILLA LIMOSA, COLOR GRIS, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	117,0	42,0	75,0	79,0%	CH	A-7-5	-	20,40	SH	0	0
22,00			125,0	31,0	94,0	66,0%	CH	A-7-5	-	22,00	SH	0	0

	ALTERADA	
	INALTERADA	
Fin de exploración 22,00 m.	R: RECHAZO	
El Nivel Freático se encontró a 7,60 metros.		

Fuente: Autores

Tabla 28 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 11.

CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022	LOCALIZACION: Bogotá-Cundinamarca	SONDEO 11	FECHA: noviembre de 2022

CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS

PROF. (M)	LITOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ATTERBERG			W Nat.	CLASIFICACIÓN		ENSAYO DE PÉRDIDA POR IGNICIÓN (%)	ENSAYOS ESPECIALES		N CAMPO	N° Golpes/pie
			LL	LP	IP		SUCS	AASHTO					
12,00		PLACA DE CONCRETO	-	-	-	-	-	-	-	12,00			
			-	-	-	110,5%	-	-	-	12,80		0	0
			-	-	-	65,0%	-	-	-	15,80		0	0
		LIMO ARCILLOSO, COLOR ABANO, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	-	-	-	121,6%	-	-	-	18,80	SH	0	0
26,20			-	-	-	63,4%	-	-	-	22,80	SH	0	0
			-	-	-	95,4%	-	-	-	27,00	SH	0	0
			-	-	-	160,1%	-	-	-	30,00	SH	0	0
		ARCILLA LIMOSA, COLOR GRIS, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	-	-	-	81,1%	-	-	-	33,00	SH	0	0
			-	-	-	95,1%	-	-	-	36,00	SH	0	0
39,00			-	-	-	76,9%	-	-	-	39,00	SH	0	0
40,20		LENTES DE ARENA EN MATRIZ DE ARCILLA, COLOR GRIS, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA.	-	-	-	-	-	-	-	39,60 15 3 15 3 15 2	SPT	5	2
			-	-	-	135,1%	-	-	-	41,00	SH	0	0
			-	-	-	-	-	-	-	41,60 15 3 15 2 15 2	SPT	4	1
		ARCILLA LIMOSA, CON ALGUNOS LENTES DE ARENA FINA	-	-	-	109,6%	-	-	-	44,00	SH	0	0
45,20			-	-	-	-	-	-	-	44,60 15 3 15 3 15 3	SPT	6	2
47,00		ARCILLA LIMOSA, COLOR GRIS, TRAZAS DE ARENA FINA Y OXIDACIÓN	-	-	-	122,0%	-	-	-	46,20	SH	0	0

	ALTERADA	
	INALTERADA	

Fin de exploración 47,00 m. R: RECHAZO

El Nivel Freático se encontró a 7,80 metros.

Fuente: Autores

Tabla 29 Perfil de suelo y características físicas, sondeo 12.

CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022	LOCALIZACION: Bogotá-Cundinamarca	SONDEO 12	FECHA: noviembre de 2022

CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS

PROF. (M)	LITOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ATTERBERG			W Nat.	CLASIFICACIÓN		ENSAYO DE PÉRDIDA POR IGNICIÓN (%)	ENSAYOS ESPECIALES		N CAMPO	N° Golpes/pie
			LL	LP	IP		SUCS	AASHTO					
7,40		PLACA DE CONCRETO	-	-	-	-	-	-	-	7,40			
33,00		LIMO ARCILLOSO, COLOR ABANO, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	127,0	50,0	77,0	87,0%	MH	A-7-5	-	17,60		0	0
			112,0	49,0	63,0	57,0%	MH	A-7-5	5,1%	27,00		0	0
			144,0	64,0	80,0	91,0%	MH	A-7-5	-	30,00	SH	0	0
40,60		ARCILLA LIMOSA, COLOR GRIS, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	136,0	55,0	81,0	108,0%	MH	A-7-5	-	33,80	SH	0	0
			102,0	47,0	55,0	75,0%	MH	A-7-5	5,8%	37,60	SH	0	0
44,40		ARCILLA LIMOSA, COLOR GRIS, CON LENTES DE ARENA FINA	78,0	31,0	47,0	69,0%	CH	A-7-5	-	41,40	SH	0	0
			-	-	-	-	-	-	-	42,00 15 3 15 3 15 2	SPT	5	2
46,40		LENTES DE ARENA, COLOR GRIS, CONSISTENCIA BLANDA	138,0	58,0	80,0	105,0%	MH	A-7-5	10,8%	45,20	SH	0	0
			-	-	-	-	-	-	-	45,80 15 3 15 2 15 3	SPT	5	2
47,00		ARCILLA LIMOSA, COLOR GRIS, CONSISTENCIA BLANDA, HUMEDAD ALTA	126,0	56,0	70,0	115,0%	MH	A-7-5	-	47,00	SPT	0	0

ALTERADA	
INALTERADA	

Fin de exploración 47,00 m. R: RECHAZO

El Nivel Freático se encontró a 7,50 metros.

Fuente: Autores

5.2 CLASIFICACIÓN ENSAYO DE PENETRÓMETRO DE BOLSILLO

Teniendo en cuenta la siguiente tabla de clasificación se define la resistencia a la penetración de los suelos encontrados en cada uno de los sondeos realizados en el edificio Tribunales.

Tabla 30 Clasificación del suelo según la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo.

CLASE	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN (Mpa)
BAJO	<0,1
Extremadamente bajo	<0,01
Muy bajo	0,01-0,1
INTERMEDIO	0,1-2
Bajo	0,1-1
Moderado	1,0-2,0
SUPERIOR	>2
Alto	2,0-4,0
Muy alto	4,0-8,0
Extremadamente alto	>8

Fuente: (USDA, 1993).

Se tiene que el material encontrado hasta las profundidad de exploración de 47 metros se identifica como clase intermedia – baja.

5.3 CLASIFICACIÓN ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE

A continuación, se relacionan los valores de esfuerzo máximo que soportan las muestras tomadas en cada sondeo y a su vez se determina el valor de Cu para así clasificar la resistencia del suelo teniendo en cuenta la siguiente tabla.

Tabla 31 Clasificación de la resistencia del suelo a partir de los datos obtenidos del ensayo de compresión inconfinada.

RESISTENCIA	q_u (kg/cm2)
Muy blando	0-0,25
Blando	0,25-0,5
Medio	0,5-1,0
Firme	1,0-2,0
Muy Firme	2,0-4,0
Duro	>4,0

Fuente: caracterización de suelo

De acuerdo con los requerimientos del proyecto se realizaron en total 13 ensayos de compresión inconfinada distribuidos a diferente profundidad y localización dentro del área de estudio.

Tabla 32 Ensayo de compresión inconfinada, sondeo 5.

SONDEO 5		
Profundidad (m)	qu (Kn/m2)	Su (Kn/m2)
11,60	12,870	6,430
14,80	13,430	6,715
18,40	16,490	8,245
22,00	11,670	5,835

Fuente: Autores

Tabla 33 Ensayo de compresión inconfinada, sondeo 8.

SONDEO 8		
Profundidad (m)	qu (Kn/m2)	Su (Kn/m2)
11,60	116,730	58,365
15,20	225,660	112,830
17,60	72,240	36,120
19,60	111,320	55,660
21,20	80,760	40,380
22,00	84,210	42,105

Fuente: Autores

Tabla 34 Ensayo de compresión inconfinada, sondeo 11.

SONDEO 11		
Profundidad (m)	qu (Kn/m2)	Su (Kn/m2)
15,80	193,18	96,59
36,00	192,11	96,055
47,00	195,52	97,76

Fuente: Autores

A partir de los resultados obtenidos para todos los sondeos del edificio Tribunales se considera que el perfil de suelo presente en el área de estudio se clasifica como de resistencia ***media a firme excepto en el perfil encontrado en el sondeo 5 en donde el suelo se caracteriza por ser muy blando,*** lo que demuestra un comportamiento estable para la realización de cimentaciones en el área.

5.4 PARÁMETROS GEOMECÁNICOS

A continuación, se establecen los parámetros geomecánicos con cuales se permite realizar los cálculos de la capacidad de soporte del suelo, dichos parámetros se evaluarán con dos metodologías la primera es realizando una correlación con el ensayo de SPT y la segunda es con los datos obtenidos con el ensayo de corte directo.

5.4.1 CORRELACIÓN ENSAYO SPT

Los valores de C, ϕ y Modulo Elástico, son estimados por correlación con los ensayos SPT según varios autores y considerando la curva granulométrica que caracteriza cada capa; a partir de estos resultados, el Geotecnista define a criterio y con base en su experiencia, los parámetros finales.

5.4.1.1 Corrección N campo

Para el análisis de los parámetros por correlación se realiza una corrección al dato N de campo, el cual debe corregirse según (Bowles, 1988).

$$N\,corr = N * Cn * n1 * n2 * n3 * n4$$

En donde

N corr: Valor de N corregido

N: valor de N de campo

Cn: factor de corrección por confinamiento efectivo

n1: factor por energía del martillo (0.45≤ n1≤1)

n2: factor por longitud de varilla (0.75≤ n2≤1)

n3: factor por revestimiento interno de toma muestras (0.8≤ n3≤1)

n4: factor por diámetro de la perforación (>1 para D>5´´´, =1.15 para D=8)

Para efectos de este informe se considerará que *n2 = n3 = n4 = 1* y solamente se tendrán en cuenta los factores n1 y Cn.

$Cn = 2/(1 + Rs)$ *según Skempton.* $Rs = (\sigma' v)/(1\,atm)$; $\sigma' v = \sigma v - u$ $\sigma v = \gamma * h$ $U = \gamma w * h$

5.4.1.2 Cohesión y Ángulo de fricción

Las aproximaciones iniciales a los parámetros de resistencia al corte (C y ϕ) para suelos granulares y suelos mixtos, se realizaron según Schmertman (1970) a partir de las siguientes ecuaciones:

Para N<25

Φ = 5.35*Ln (NSPT) +14.44

Para N>25

Φ = 24+5.77*Ln (0.1667*NSPT)

C = 6.25*NSPT (Terzaghi, Peck 1948)

Tabla 35 Correlación de los valores N160 del SPT para el ángulo de fricción de los suelos granulares (drenado) (modificado de Bowles, 1977).

N_{160}	ϕ_f
<4	25-30
4	27-32
10	30-35
30	35-40
50	38-43

Fuente: sección 10 ccp-14, tabla 10.4.6.2.4-1

En las siguientes tablas se encontrará relacionada la información de profundidad, N de campo, espesor de capa, N corregido, ángulo de fricción, cohesión y módulo de elasticidad.

Las casillas que contienen "-" corresponde a que no se realizó ensayo SPT para esa capa de suelo y por ende los parámetros no se establecieron en dichas capas correspondientes.

Tabla 36 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 1.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO N°1								
Profundidad (m)	**Espesor de capa (m)**	**h(m)**	**N**	**N(45)**	**Φ (°)**	**C(Kn/m2)**	**E(Kn/m2)**	**γ (kN/m3)**
0,20	0,20	0,00	0	0	-	-	-	-
1,10	0,90	0,20	0	0	-	-	-	19,35
1,70	0,60	1,10	4	3	20,32	15,07	8820	17,52
2,15	0,45	1,70	3	2	18,15	6,32	8330	17,24
6,60	4,45	2,15	4	3	20,32	15,07	8820	12,91
		2,90	4	3	20,32	15,07	8820	12,91
		4,50	4	3	20,32	15,07	8820	12,91
10,60	4,00	6,60	4	3	20,32	15,07	8820	14,86
		8,20	4	2	18,15	6,32	8330	13,13
		8,80	0	0	-	-	-	12,89
13,40	2,80	10,60	0	0	-	-	-	14,10
		12,40	0	0	-	-	-	14,10
15,00	1,60	13,40	0	0	-	-	-	14,59

Fuente: Autores.

Tabla 37 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 2.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO N°2								
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	h(m)	N	N(45)	Φ (°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)	γ (kN/m3)
0,30	0,30	0,00	0	0	-	-	-	-
2,00	1,70	1,60	11	10	26,76	62,50	12250	19,35
3,60	1,60	2,60	5	4	21,86	25,00	9310	17,52
5,80	2,20	4,20	5	3	20,32	18,75	8820	17,24
9,00	3,20	6,50	11	7	24,85	43,75	10780	12,91
		8,00	0	0	-	-	-	14,86
10,50	1,50	9,80	0	0	-	-	-	13,13
15,00	4,50	11,50	0	0	-	-	-	12,89
		13,20	0	0	-	-	-	14,10
		15,00	0	0	-	-	-	14,59

Fuente: Autores.

Tabla 38 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 3.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO N°3								
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	h(m)	N	N(45)	Φ (°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)	γ (kN/m3)
7,40	0,40	0,00	0	0	-	-	-	23,53
12,40	5,00	8,20	0	0	-	-	-	13,69
		9,80	0	0	-	-	-	13,05
		11,40	0	0	-	-	-	13,45
17,00	4,60	13,00	2	1	14,44	6,25	7840	13,87
		15,00	3	2	18,15	12,50	8330	15,10
		16,00	0	0	-	-	-	13,67
22,00	5,00	17,60	0	0	-	-	-	12,95
		19,20	0	0	-	-	-	12,95
		21,00	0	0	-	-	-	12,50

Fuente: Autores.

Tabla 39 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 4.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO N°4								
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	h(m)	N	N(45)	Φ (°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)	γ (kN/m3)
7,42	0,42	0,00	0	0	-	-	-	23,53
9,50	2,08	0,00	0	0	-	-	-	12,96
16,40	6,90	10,10	0	0	-	-	-	12,96
		13,60	0	0	-	-	-	13,02
22,00	5,60	17,00	0	0	-	-	-	13,60
		20,00	0	0	-	-	-	13,70
		22,00	0	0	-	-	-	14,61

Fuente: Autores.

Tabla 40 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 5.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO N°5								
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	h(m)	N	N(45)	Φ (°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)	γ (kN/m3)
7,08	0,08	7,08	0	0	-	-	-	23,53
7,17	0,17	7,17	0	0	-	-	-	20,67
7,50	0,50	7,50	0	0	-	-	-	23,53
17,80	10,30	8,10	2	1	14,44	6,25	7840	14,59
		9,00	2	1	14,44	6,25	7840	14,86
		10,00	3	2	18,15	12,50	8330	14,86
		11,60	0	0	-	-	-	13,98
		14,80	0	0	-	-	-	14,71
22,00	4,20	20,00	0	0	-	-	-	14,37
		22,00	0	0	-	-	-	13,18

Fuente: Autores.

Tabla 41 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 6.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO N°6								
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	h(m)	N	N(45)	Φ (°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)	γ (kN/m3)
7,07	0,07	7,08	0	0	-	-	-	23,53
7,15	0,15	7,17	0	0	-	-	-	20,67
7,50	0,50	7,50	0	0	-	-	-	23,53
18,20	10,70	8,10	0	0	-	-	-	10,91
		11,60	0	0	-	-	-	12,41
		15,20	0	0	-	-	-	11,18
22,40	4,20	18,80	0	0	-	-	-	13,63
		22,40	0	0	-	-	-	11,71

Fuente: Autores.

Tabla 42 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 7.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO N°7								
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	h(m)	N	N(45)	Φ (°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)	γ (kN/m3)
7,20	0,20	7,20	0	0	-	-	-	23,53
9,00	1,80	9,00	0	0	-	-	-	13,52
13,50	4,50	9,60	0	0	-	-	-	13,52
		11,60	0	0	-	-	-	13,15
19,00	5,50	14,10	0	0	-	-	-	12,92
		17,60	0	0	-	-	-	14,94
22,00	3,00	19,60	0	0	-	-	-	13,67
		20,00	0	0	-	-	-	13,74
		22,00	0	0	-	-	-	14,17

Fuente: Autores.

Tabla 43 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 8.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO N°8								
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	h(m)	N	N(45)	Φ (°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)	γ (kN/m3)
7,45	0,45	7,45	0	0	-	-	-	23,53
17,00	9,55	8,00	0	0	-	-	-	12,95
		8,60	2	2	18,15	12,50	8330	12,95
		11,60	0	0	-	-	-	15,31
		15,20	0	0	-	-	-	15,20
22,00	5,00	17,60	0	0	-	-	-	12,83
		19,60	0	0	-	-	-	14,51
		21,20	0	0	-	-	-	14,71
		22,00	0	0	-	-	-	13,49

Fuente: Autores.

Tabla 44 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 9.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO N°9								
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	h(m)	N	N(45)	Φ (°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)	γ (kN/m3)
7,49	0,49	7,49	0	0	-	-	-	23,53
9,00	1,51	9,00	0	0	-	-	-	12,95
12,80	3,80	9,80	0	0	-	-	-	12,95
		12,80	0	0	-	-	-	15,31
19,40	6,60	13,40	3	2	18,15	12,50	8330	15,20
		16,40	0	0	-	-	-	12,83
23,40	4,00	20,00	0	0	-	-	-	14,51
		22,00	0	0	-	-	-	14,71
		23,40	0	0	-	-	-	13,49

Fuente: Autores.

Tabla 45 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 10.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO N°10								
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	h(m)	N	N(45)	Φ (°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)	γ (kN/m3)
7,07	0,49	7,07	0	0	-	-	-	23,53
7,16	0,09	7,16	0	0	-	-	-	12,95
7,49	0,33	7,49	0	0	-	-	-	12,95
19,80	12,31	8,60	0	0	-	-	-	15,31
		9,20	3	2	18,15	12,50	8330	15,20
		15,20	0	0	-	-	-	12,83
		18,80	0	0	-	-	-	14,51
22,00	2,20	20,40	0	0	-	-	-	14,71
		22,00	0	0	-	-	-	13,49

Fuente: Autores.

Tabla 46 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 11.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO N°11								
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	h(m)	N	N(45)	Φ (°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)	γ (kN/m3)
12,00	0,40	12,00	0	0	-	-	-	23,53
26,20	14,20	12,80	0	0	-	-	-	13,47
		15,80	0	0	-	-	-	14,74
		18,80	0	0	-	-	-	12,86
		22,80	0	0	-	-	-	15,63
39,00	12,80	27,00	0	0	-	-	-	14,00
		30,00	0	0	-	-	-	12,13
		33,00	0	0	-	-	-	14,74
		36,00	0	0	-	-	-	13,75
		39,00	0	0	-	-	-	14,76
40,20	1,20	39,60	5	2	18,15	12,50	8330	13,98
45,20	5,00	41,00	0	0	-	-	-	13,19
		41,60	4	1	14,44	6,25	7840	13,19
		44,00	0	0	-	-	-	13,68
		44,60	6	2	18,15	12,50	8330	13,68
47,00	1,80	46,20	0	0	-	-	-	12,62

Fuente: Autores.

Tabla 47 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir de las correlaciones con el ensayo SPT, sondeo 12.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO N°12								
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	h(m)	N	N(45)	Φ (°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)	γ (kN/m3)
7,40	0,40	7,40	0	0	-	-	-	23,53
33,00	25,60	17,60	0	0	-	-	-	13,39
		27,00	0	0	-	-	-	14,74
		30,00	0	0	-	-	-	12,86
40,60	7,60	33,80	0	0	-	-	-	11,85
		37,60	0	0	-	-	-	14,00
44,40		41,40	0	0	-	-	-	12,13
		42,00	5	2	18,15	12,50	8330	14,74
46,40		45,20	0	0	-	-	-	13,75
		45,80	5	2	18,15	12,50	8330	14,76
47,00	6,40	47,00	0	0	-	-	-	11,93

Fuente: Autores.

5.4.2 ENSAYO CORTE DIRECTO

Este método de prueba es desarrollado para la determinación de la resistencia al corte de un suelo. Esta prueba es realizada mediante la deformación de un espécimen en un rango de deformación controlada. Generalmente se realizan un mínimo de 3 pruebas, cada una bajo una diferente carga normal para determinar el efecto sobre la resistencia y desplazamiento y las propiedades resistentes.

El ensayo es adecuado para la determinación relativamente rápido de las propiedades de resistencia de materiales drenados y consolidados, los resultados son aplicables para estimar la resistencia al corte en situación de campo donde se tiene consolidación bajo los esfuerzos normales actuantes.

Para la mayoría de los problemas de la mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb), es decir:

$$\tau = \chi + \sigma * \text{Tang } \phi.$$

a continuación, se relacionan las tablas con los parámetros geomecánicos del suelo realizados para cada torre del conjunto residencial Torres del Silencio, en dichas tablas se encuentran las muestras tomadas en sondeos mecánicos y manuales con el fin de presentar una descripción detallada del suelo de fundación de cada una de las torres de vivienda.

Tabla 48 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir del ensayo de Corte Directo sondeo 1.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO 2				
Profundidad (m)	**Espesor de capa (m)**	**Φ(°)**	**C(Kn/m2)**	**E(Kn/m2)**
1,60	1,30	18,60	7,50	-
2,60	1,00	19,60	6,90	12250
4,20	1,60	12,50	13,40	9310
6,50	2,30	23,40	12,60	8820
8,00	1,50	24,60	8,10	10780
9,80	1,80	22,00	10,80	-
11,50	1,70	20,10	20,00	-
13,20	1,70	16,30	28,60	-
15,00	1,80	26,10	7,00	-

Fuente: Autores.

Tabla 49 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir del ensayo de Corte Directo sondeo 3.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO 3				
Profundidad (m)	**Espesor de capa (m)**	**Φ(°)**	**C(Kn/m2)**	**E(Kn/m2)**
8,20	0,80	15,20	9,90	-
9,80	1,60	18,80	13,40	-
11,40	1,60	21,40	11,40	-
13,00	1,60	17,70	13,50	-
15,00	2,00	17,60	16,00	7840
16,00	1,00	17,80	11,70	8330
19,20	3,20	21,40	14,00	-
21,00	1,80	18,70	7,70	-

Fuente: Autores.

Tabla 50 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir del ensayo de Corte Directo sondeo 7.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO 7				
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	Φ(°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)
9,60	2,40	24,10	10,50	-
11,60	2,00	20,50	19,50	-
14,10	2,50	13,70	22,10	-
17,60	3,50	20,30	27,00	-
19,60	2,00	18,00	16,50	-
20,00	0,40	17,90	12,50	-
22,00	2,00	19,00	10,80	-

Fuente: Autores.

Tabla 51 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir del ensayo de Corte Directo sondeo 8.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO 8				
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	Φ(°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)
8,00	0,55	33,25	7,76	-

Fuente: Autores.

Tabla 52 Parámetros geomecánicos obtenidos a partir del ensayo de Corte Directo sondeo 11.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO 11				
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	Φ(°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)
12,80	12,50	16,40	6,70	-
15,80	3,00	20,20	7,60	-
18,80	3,00	22,00	9,00	-
22,80	4,00	18,80	12,00	-
27,00	4,20	15,40	24,20	-
30,00	3,00	16,30	11,60	-
33,00	3,00	18,90	7,10	-
36,00	3,00	19,30	25,80	-
39,00	3,00	20,20	11,90	-
41,00	2,00	17,90	16,50	-
44,00	3,00	17,50	19,30	-
46,20	2,20	17,30	15,40	-

Fuente: Autores.

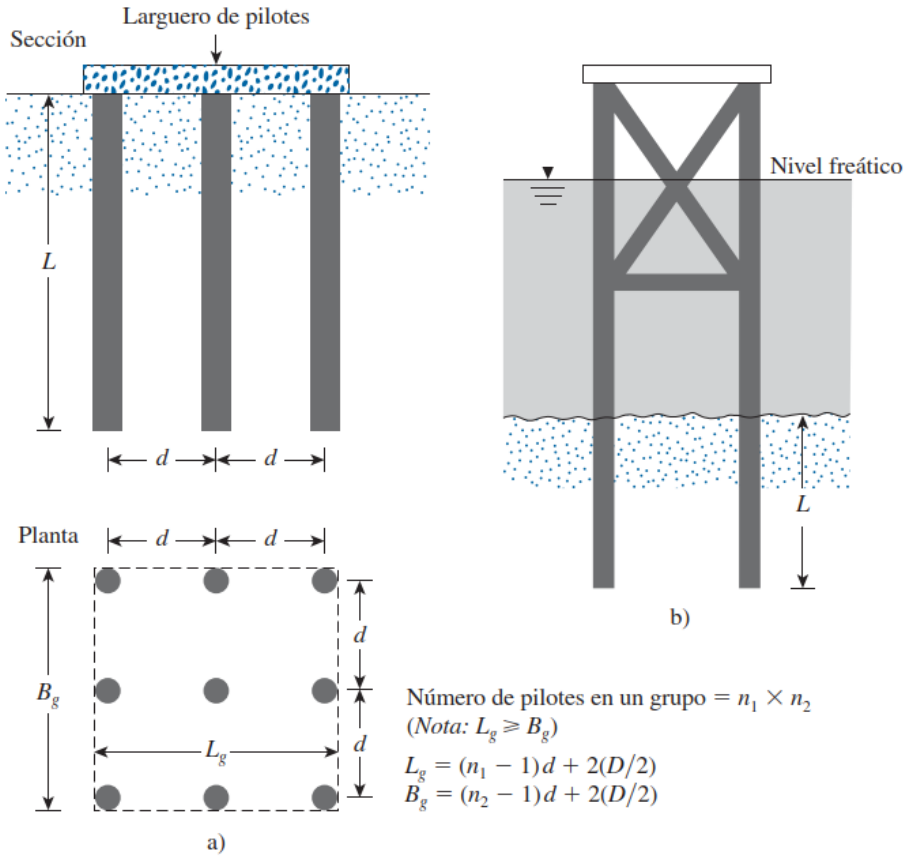
5.5 CAPACIDAD PORTANTE

De acuerdo a los resultados de investigación del subsuelo en cuanto a resistencia, compresibilidad, condiciones hidráulicas y teniendo en cuenta las características estructurales del proyecto, se efectuaron los análisis de estabilidad (Capacidad Portante).

Para la evaluación de la capacidad de soporte del suelo se utilizaron parámetros geomecánicos obtenidos a partir de correlaciones con los resultados del ensayo SPT, corte directo y las formulaciones de carga última (Qg) planteadas en Fundamentos de ingeniería de cimentaciones 7ma edición, Braja Das. para cimentaciones profundas.

Teniendo en cuenta el tipo de cimentación implementada para soportar las cargas de las estructuras que componen el edificio de los Tribunales de Bogotá, se desarrolla el cálculo de capacidad de soporte para cimentación profunda (grupos de pilotes):

FIG. 22 Diagrama eficiencia en grupos de pilotes.



Fuente: Braja M. Das.

El método para pilotes en suelos cohesivos saturados donde:

- Paso 1

Se determina $Qu = n1n2(Qp + Qs)$

Donde:

$$Qp = Ap(9c_{u(p)})$$
$$Qs = \sum \alpha p c_u \Delta L$$

Por lo tanto,

$$\sum Qu = n1n2\left[9A_P c_{u(p)} + \sum \alpha p c_u \Delta L\right]$$

- Paso 2

  Se determina la capacidad ultima suponiendo que los pilotes en el grupo actúan como un bloque con dimensiones Lg X Bg X L. La resistencia superficial del bloque es

$$\sum P_g C_u \Delta L = \sum 2(L_g + B_g) C_u \Delta L$$

Se calcula la capacidad de carga de punta

$$A_p q_p = A_p C_{u(p)} N_c = (L_g B_g) C_{u(p)} N_c$$

Se obtiene entonces que la carga ultima es:

$$Q_u = L_g B_g C_{u(p)} N_c + \sum 2(L_g + B_g) C_u \Delta L$$

- Paso 3

  Se comparan los valores obtenidos con las ecuaciones Qu del paso 1 y Qu del paso 2, el menos de los dos valores es $Q_{g(u)}$.

A Partir de los datos obtenidos en campo y en laboratorio, se determinó un perfil promedio para el área de estudio, los parámetros geomecánicos usados para este perfil se obtuvieron de los ensayos de corte directo.

- Al determinar los valores de *peso unitario, cohesión y ángulo de fricción*, se procede a realizar el cálculo de *esfuerzos efectivos* presentes en el perfil de suelo.
- Una vez realizados los cálculos de esfuerzos y con los parámetros de envolvente de falla que rige cada estrato se determinó el valor de *Cu* en cada estrato.
- Finalmente, como se recomienda en las literaturas para este caso el libro de Braja Das. 7 edición, se realiza un ponderado de dicho parámetro para tener en cuenta en las cargas por fuste y el valor *Cu* correspondiente a la punta del elemento de cimentación.

Tabla 53 Perfil promedio del suelos y parámetros geomecánicos

PERFIL PROMEDIO DEL SUELO PRESENTE EN EL ÁREA DE ESTUDIO					COHESIÓN (kN/m2)			ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)							
SUELO	PROF. (m)	Espesor(m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	P. Unit. Humedo γ (kN/m3)	MIN	MAX	Prom.	MIN	MAX	Prom.	σ' (Kn/m2)	K0	σ'h (Kn/m2)	σ'n (Kn/m2)	Cu(Kn/m2)
	0,20	0,20	Capa vegetal.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1,55	1,35	Recebo de consistencia suelto, gravas arenosas contaminados, tamaño	**19,35**	7,50	7,50	**7,50**	18,60	18,60	**18,60**	**13,06**	**0,65**	**8,49**	**10,78**	**11,13**
	1,70	0,15	Limo arcilloso carmelito, humedad media, consistencia suelto.	**17,52**	6,90	6,90	**6,90**	19,60	19,60	**19,60**	**21,80**	**0,68**	**14,82**	**18,31**	**13,42**
	2,15	0,45	Lentes de arena, color amarillo, suelta.	**17,52**	6,90	6,90	**6,90**	19,60	19,60	**19,60**	**24,11**	**0,65**	**15,67**	**19,89**	**13,98**
	3,60	1,45	Arcilla limosa, color gris, consistencia media.	**17,24**	13,40	13,40	**13,40**	12,50	12,50	**12,50**	**31,23**	**0,65**	**20,30**	**25,76**	**19,11**
	6,60	3,00	Arcilla limosa, color gris oscura, consistencia blanda.	**12,91**	12,60	12,60	**12,60**	23,40	23,40	**23,40**	**41,27**	**0,65**	**26,82**	**34,05**	**27,33**
	9,00	2,40	Limo arcilloso, color gris, consistencia media - firme.	**14,86**	8,10	10,80	**9,60**	22,00	24,60	**20,60**	**51,98**	**0,69**	**35,86**	**43,92**	**26,11**
	15,00	6,00	Arcilla limosa, color gris, humedad alta, consistencia blanda.	**14,59**	7,00	28,60	**13,98**	16,30	20,20	**19,82**	**72,38**	**0,67**	**48,49**	**60,43**	**35,76**
	39,00	24,00	Arcilla limosa, color gris, humedad alta, consistencia blanda.	**14,17**	7,10	25,80	**14,51**	18,80	22,00	**18,77**	**139,04**	**0,68**	**94,55**	**116,79**	**54,21**
	44,00	5,00	Arcilla limosa, con lentes de arena fina, color gris, humedad alta.	**14,76**	16,50	16,50	**16,50**	17,90	17,90	**17,90**	**203,73**	**0,70**	**142,61**	**173,17**	**72,43**
	46,00	2,00	Lentes de arena, color gris, consistencia blanda, en matriz de arcilla color gris.	**13,68**	19,30	19,30	**19,30**	17,50	17,50	**17,50**	**219,98**	**0,70**	**153,98**	**186,98**	**78,25**
	47,00	1,00	Arcilla limosa, trazas de arena fina,color gris, y traza de oxidación,	**12,62**	15,40	15,40	**15,40**	17,30	17,30	**17,30**	**225,25**	**0,69**	**155,42**	**190,34**	**74,68**
											120,244				**48,7107588**

Fuente: autores.

Para el análisis de la capacidad de soporte del suelo se tuvo en cuenta que la cimentación existente se realizó en gran parte sobre grupos de pilotes unidos por zapatas que transmiten la carga a los estratos más profundos, de igual manera alguna cargas se apoyaron sobre pilotes unitarios.

La estructura del edificio presente en el área de estudio se divide en 5 bloques, todos cuentan con configuraciones del sistema de cimentación diferentes y las cargas también son diferenciales, para ello se presenta a continuación la evaluación de la capacidad de soporte del suelo para las características tipo de las cimentaciones presentes en cada bloque.

teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- Cu fuste (ponderada)= 48.71 Kn/m^2
- Cu punta= 54.21 Kn/m^2
- FS=3

Tabla 54 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque A (grupo de pilotes).

CAPACIDAD DE SOPORTE GRUPO DE PILOTES BLOQUE A						
DETALLE CIMENTACIÓN	NÚMERO DE PILOTES	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	ZAPATA (B*L) (m)	CARGA (Ton)	Q adm (Ton)
1	4	0,70	25,00	2,74*2,74	356,00	577,96
4	6	0,70	30,00	2,75*4,50	561,00	913,73

Fuente: autores.

Tabla 55 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque B (grupo de pilotes).

CAPACIDAD DE SOPORTE GRUPO DE PILOTES BLOQUE B						
DETALLE CIMENTACIÓN	NÚMERO DE PILOTES	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	ZAPATA (B*L) (m)	CARGA (Ton)	Q adm (Ton)
1	2	0,60	20,00	0,90*2,40	110,00	248,32
3	2	0,60	30,00	0,90*2,40	180,00	357,55
4	4	0,60	25,00	2,40*2,40	350,00	492,72

Fuente: autores.

Tabla 56 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque C (grupo de pilotes).

CAPACIDAD DE SOPORTE GRUPO DE PILOTES BLOQUE C						
DETALLE CIMENTACIÓN	NÚMERO DE PILOTES	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	ZAPATA (B*L) (m)	CARGA (Ton)	Q adm (Ton)
1	2	0,60	30,00	0,90*2,40	180,00	357,55
3	4	0,60	30,00	2,40*2,40	310,00	572,16
4	4	0,60	25,00	2,40*2,40	238,00	492,72

Fuente: autores.

Tabla 57 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque D (grupo de pilotes).

CAPACIDAD DE SOPORTE GRUPO DE PILOTES BLOQUE D						
DETALLE CIMENTACIÓN	NÚMERO DE PILOTES	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	ZAPATA (B*L) (m)	CARGA (Ton)	Q adm (Ton)
1	2	0,60	20,00	0,90*2,40	140,00	248,32
4	2	0,60	30,00	0,90*2,40	733,00	357,55
5	6	0,80	30,00	3,10*5,10	666,00	1061,85
6	6	0,70	30,00	2,75*4,50	539,00	913,73
7	4	0,80	30,00	3,10*3,10	416,00	775,02
8	4	0,60	30,00	2,40*2,40	360,00	572,16
9	2	0,60	25,00	0,90*2,40	140,00	302,93
10	4	0,70	30,00	2,74*2,74	350,00	668,66

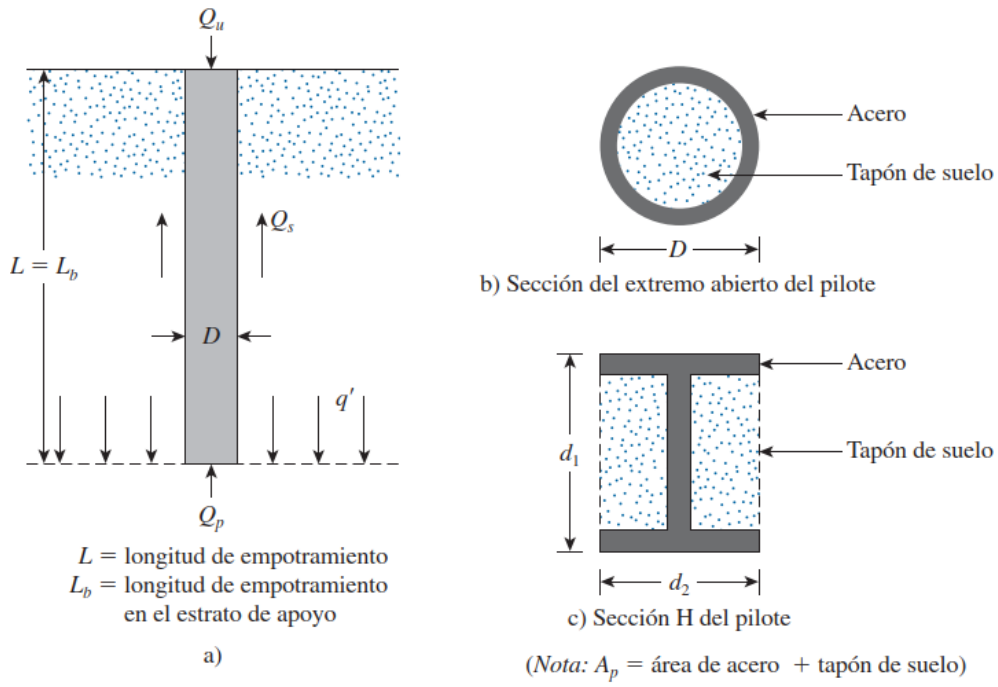
Fuente: autores.

Tabla 58 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque E (grupo de pilotes).

CAPACIDAD DE SOPORTE GRUPO DE PILOTES BLOQUE E						
DETALLE CIMENTACIÓN	NÚMERO DE PILOTES	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	ZAPATA (B*L) (m)	CARGA (Ton)	Q adm (Ton)
1	2	0,60	25,00	0,90*2,40	80,00	302,93

Fuente: autores.

FIG. 23 Capacidad de soporte de carga ultima de un pilote.



Fuente: Braja Das.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde:

$$Q_p = N_c C_u A_p = 9 C_u A_p$$

$$Q_s = ((PLf_{prom}) + (\alpha C_u P \Delta L))/2$$

teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- Cu fuste (ponderada)= 48.71 Kn/m²
- Cu punta= 54.21 Kn/m²
- FS=3

En cada bloque también se implementó sistema de cimentación por pilotes unitarios, a continuación, se relaciona las estructuras tipo presentes.

Tabla 59 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque A (grupo de pilotes).

CAPACIDAD DE SOPORTE PILOTE UNITARIO BLOQUE A							
DETALLE CIMENTACIÓN	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	Qp (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)	Q adm (Ton)	CARGA (Ton)
3	0,60	20,00	15,34	121,63	136,96	45,65	53,00
5	0,60	25,00	15,34	143,33	158,67	52,89	64,00

Fuente: autores.

Tabla 60 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque B (grupo de pilotes).

CAPACIDAD DE SOPORTE PILOTE UNITARIO BLOQUE B							
DETALLE CIMENTACIÓN	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	Qp (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)	Q adm (Ton)	CARGA (Ton)
2	0,60	20,00	15,34	121,63	136,96	45,65	24,00

Fuente: autores.

Tabla 61 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque C (grupo de pilotes).

CAPACIDAD DE SOPORTE PILOTE UNITARIO BLOQUE C							
DETALLE CIMENTACIÓN	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	Qp (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)	Q adm (Ton)	CARGA (Ton)
2*	0,60	20,00	15,34	121,63	136,96	45,65	30,00
4*	0,60	20,00	15,34	121,63	136,96	45,65	42,00

Fuente: autores.

Tabla 62 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque D (grupo de pilotes).

CAPACIDAD DE SOPORTE PILOTE UNITARIO BLOQUE D							
DETALLE CIMENTACIÓN	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	Qp (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)	Q adm (Ton)	CARGA (Ton)
2	0,60	25,00	15,34	143,33	158,67	52,89	71,50
3	0,60	20,00	15,34	121,63	136,96	45,65	56,00

Fuente: autores.

Tabla 63 Capacidad de carga del suelo para los diferentes sistemas de cimentación tipo del bloque E (grupo de pilotes).

CAPACIDAD DE SOPORTE PILOTE UNITARIO BLOQUE E							
DETALLE CIMENTACIÓN	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	Qp (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)	Q adm (Ton)	CARGA (Ton)
2	0,60	25,00	15,34	143,33	158,67	52,89	75,00
3	0,60	20,00	15,34	121,63	136,96	45,65	38,00

Fuente: autores.

5.6 ASENTAMIENTOS ADMISIBLES

5.6.1 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

Braja Das ilustra un método llamado 2:1 (de la distribución de esfuerzos) que contempla los siguientes pasos:

1. Determinar el valor de Qg de los cálculos de capacidad portante del grupo. Además, se sugiere restar el valor del peso del material excavado para el caso de pilotes con cabezal abajo de la superficie.
2. Suponer que la carga Qg se aplica al terreno a partir de una profundidad de $\frac{2}{3}L$ desde la parte superior del pilote. Desde allí la carga Qg se reparte hacia abajo según líneas de pendiente $2V:1H$.
3. Calcular el incremento de esfuerzo causado a la mitad de cada estrato de suelo por la carga Qg

$$\Delta pi: \frac{Qg}{(Bg + Zi)(Lg + Zi)}$$

Donde:

- $\triangle$Pi = Incremento del esfuerzo a la mitad de la capa i.
- Lg, Bg = largo y ancho en planta del grupo de pilote.
- Zi = distancia a la mitad de la capa i a partir del punto $\frac{2}{3}L$

4. Calcular el asentamiento de cada estrato causado por el incremento de esfuerzos, que se hace de manera similar el método de consolidación unidimensional para cimientos superficiales, la ecuación es:

$$\Delta si = \left[\frac{\Delta ei}{1 + e_0}\right] Hi$$

Donde:

- $\Delta si=$ Asentamiento por consolidación del estrato i.
- $\Delta ei =$ cambio de la relación de vacíos causado por el incremento de esfuerzo del estrato i.
- $eo =$ Relación de vacíos inicial de la capa i (antes de la construcción).
- $Hi =$ Espesor del estrato i

Los resultados de los ensayos de consolidación realizados en el área de estudio.

Tabla 64 Parámetros de consolidación obtenidos mediante ensayos de consolidación en el sondeo 4.

RESULTADOS ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN SONDEO 4				
Profundidad (m)	Preconsolidación σ (Kn/m2)	Índice compresión Cc	Índice abundamiento Cs	Relación de vacíos eo
10,10	180,00	2,26	0,43	3,314
13,60	160,00	2,04	0,32	3,229
17,00	200,00	2,31	0,31	2,876
20,00	260,00	1,63	0,19	2,659
22,00	300,00	2,26	0,27	2,15

Fuente: autores.

Tabla 65 Parámetros de consolidación obtenidos mediante ensayos de consolidación en el sondeo 6.

RESULTADOS ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN SONDEO 6				
Profundidad (m)	Preconsolidación σ (Kn/m2)	Índice compresión Cc	Índice abundamiento Cs	Relación de vacíos eo
8,10	120,00	1,71	0,11	3,865
11,60	220,00	3,29	0,32	3,649
15,20	240,00	4,68	0,68	3,654
18,80	220,00	3,01	0,45	2,553
22,40	311,00	5,24	1,05	3,611

Fuente: autores.

Tabla 66 Parámetros de consolidación obtenidos mediante ensayos de consolidación en el sondeo 12.

RESULTADOS ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN SONDEO 12				
Profundidad (m)	Preconsolidación σ (Kn/m2)	Índice compresión Cc	Índice abundamiento Cs	Relación de vacíos eo
17,60	308,00	2,39	0,28	2,618
33,80	321,00	3,84	0,42	3,743
47,00	330,00	4,21	0,51	3,726

Fuente: autores.

A continuación, se relacionan las tablas del cálculo de asentamientos por consolidación para los sistemas de cimentación tipo presente en cada bloque estructural, se realizaron dos puntos de evaluación por cada sistema de grupo de pilotes, *uno en la punta o base de pilotes y uno en el extremo inferior del estrato que recibe las cargas transmitidas al suelo*, el cual se evaluó como arcilla sobreconsolidado.

Tabla 67 Asentamientos por consolidación evaluados para longitudes de pilote L=25 m y L=30 m respectivamente, Bloque A.

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN BLOQUE A							
Qg (Kn)	Bg (m)	Lg (m)	Δ σi	Δ ei	Hi (m)	Δsi (m)	Sc (cm)
3426,56	2,74	2,74	27,94487	0,0314476	16,0	0,1277	14,6816
			9,4190185	0,0094321	8,0	0,0191	
5437,61	2,75	4,5	29,412381	0,0293114	21,0	0,1562	27,348
			19,728305	0,0192614	24,0	0,1173	

Fuente: autores.

Tabla 68 Asentamientos por consolidación evaluados para longitudes de pilote L=20 m, L=30 m y L=25 m respectivamente, Bloque B.

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN BLOQUE B							
Qg (Kn)	Bg (m)	Lg (m)	Δ σi	Δ ei	Hi (m)	Δsi (m)	Sc (cm)
1013,30	0,9	2,4	14,77024	0,019819	11,0	0,0553	6,2827
			2,232745	0,002277	13,0	0,0075	
1700,00	0,9	2,4	12,57772	0,013074	21,0	0,0697	7,57382
			7,941717	0,007982	3,0	0,0061	
3367,70	2,4	2,4	29,23241	0,032782	16,0	0,1331	15,2585
			9,596299	0,009605	8,0	0,0195	

Fuente: autores.

Tabla 69 Asentamientos por consolidación evaluados para longitudes de pilote L=30 m, L=30 m y L=25 m respectivamente, Bloque C.

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN BLOQUE C							
Qg (Kn)	Bg (m)	Lg (m)	Δ σi	Δ ei	Hi (m)	Δsi (m)	Sc (cm)
1700,00	0,9	2,4	12,57772	0,013074	21,0	0,0697	7,57382
			7,941717	0,007982	3,0	0,0061	
2975,30	2,4	2,4	19,35031	0,019768	21,0	0,1053	11,4824
			12,54556	0,012465	3,0	0,0095	
2268,98	2,4	2,4	19,69528	0,022676	16,0	0,0921	10,5302
			6,465488	0,006523	8,0	0,0132	

Fuente: autores.

Tabla 70 Asentamientos por consolidación evaluados para longitudes de pilote L=20 m, L=30 m, L=30 m, L=30 m, L=30 m, L=30 m, L=25 m y L=30 m respectivamente, Bloque D.

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN BLOQUE D							
Qg (Kn)	Bg (m)	Lg (m)	Δ σi	Δ ei	Hi (m)	Δsi (m)	Sc (cm)
1307,60	0,9	2,4	19,06005	0,025219	11,0	0,0704	8,00644
			2,881215	0,002934	13,0	0,0097	
7124,93	0,9	2,4	52,71481	0,049778	21,0	0,2652	28,9204
			33,28475	0,03148	3,0	0,024	
6467,66	3,1	5,1	32,69634	0,032328	21,0	0,1723	18,8657
			22,19438	0,021541	3,0	0,0164	
5221,79	2,75	4,5	28,245	0,028228	21,0	0,1504	16,4517
			18,94528	0,018532	3,0	0,0141	
4015,16	3,1	3,1	23,39703	0,023662	21,0	0,1261	13,7715
			15,49	0,01528	3,0	0,0116	
3465,80	2,4	2,4	22,54035	0,022844	21,0	0,1217	13,2722
			14,61378	0,014446	3,0	0,011	
1307,60	0,9	2,4	13,1942	0,015477	16,0	0,0628	7,11794
			4,050344	0,004112	8,0	0,0083	
3367,70	2,74	2,74	20,7489	0,021123	21,0	0,1126	12,2807
			13,59329	0,013471	3,0	0,0103	

Fuente: autores.

Tabla 71 Asentamientos por consolidación evaluados para longitudes de pilote L=25 m, Bloque D.

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN BLOQUE E							
Qg (Kn)	Bg (m)	Lg (m)	Δ σi	Δ ei	Hi (m)	Δsi (m)	Sc (cm)
719,00	0,9	2,4	7,255013	0,008661	16,0	0,0352	3,97719
			2,227137	0,002271	8,0	0,0046	

Fuente: autores.

5.7 PARÁMETROS DE PRESIÓN DE TIERRAS

Para calcular coeficiente de presión de tierras se obtuvo el valor de ángulo de fricción interna, de acuerdo al criterio de debilitamiento del suelo. Los valores de Ka, Ko y Kp se calcularon siguiendo el criterio de Rankine.

Para el cálculo de presión de tierras se usaron loa valores de ϕ obtenidos en el ensayo de corte directo y las correlaciones del ensayo SPT, y utilizando las siguientes ecuaciones:

$$K_o = 1 - sen(\phi)$$

$$K_a = \tan(45 - \frac{\phi}{2})^2$$

$$K_p = \tan(45 + \frac{\phi}{2})^2$$

Tabla 72 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido por correlación del ensayo SPT, sondeo 1.

SONDEO 1					
MUESTRA	Profundidad	ϕ Prom	Ko	Ka	Kp
M3	1,10	20,32	0,65	0,39	1,33
M4	1,70	18,15	0,69	0,41	1,24
M5	2,15	20,32	0,65	0,39	1,33
M6	2,90	20,32	0,65	0,39	1,33
M7	4,50	20,32	0,65	0,39	1,33
M8	6,60	20,32	0,65	0,39	1,33
M9	8,20	18,15	0,69	0,41	1,24

Fuente: Autores.

Tabla 73 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido del ensayo corte Directo, sondeo 2.

SONDEO 2					
MUESTRA	Profundidad	ϕ Prom	Ko	Ka	Kp
M1	1,60	18,60	0,68	0,41	1,26
M2	2,60	19,60	0,66	0,40	1,30
M3	4,20	12,50	0,78	0,49	1,03
M4	6,50	23,40	0,60	0,35	1,49
M5	8,00	24,60	0,58	0,34	1,56
M6	9,80	22,00	0,63	0,37	1,41
M7	11,50	20,10	0,66	0,39	1,32
M8	13,20	16,30	0,72	0,44	1,16
M9	15,00	26,10	0,56	0,32	1,65

Fuente: Autores.

Tabla 74 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido del ensayo corte Directo, sondeo 3.

SONDEO 3					
MUESTRA	Profundidad	ϕ Prom	Ko	Ka	Kp
M1	8,20	15,20	0,74	0,45	1,12
M2	9,80	18,80	0,68	0,41	1,26
M3	11,40	21,40	0,64	0,37	1,38
M4	13,00	17,70	0,70	0,42	1,22
M5	15,00	17,60	0,70	0,42	1,21
M6	16,00	17,80	0,69	0,42	1,22
M7	19,20	21,40	0,64	0,37	1,38
M8	21,00	18,70	0,68	0,41	1,26

Fuente: Autores.

Tabla 75 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido por correlación del ensayo SPT, sondeo 5.

SONDEO 5					
MUESTRA	Profundidad	ϕ Prom	Ko	Ka	Kp
M1	8,10	14,44	0,75	0,46	1,09
M2	9,00	14,44	0,75	0,46	1,09
M3	10,00	18,15	0,69	0,41	1,24

Fuente: Autores.

Tabla 76 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido del ensayo corte Directo, sondeo 7.

SONDEO 7					
MUESTRA	Profundidad	ϕ Prom	Ko	Ka	Kp
M1	9,60	24,10	0,59	0,34	1,53
M2	11,60	20,50	0,65	0,39	1,34
M3	14,10	13,70	0,76	0,47	1,07
M4	17,60	20,30	0,65	0,39	1,33
M5	19,60	18,00	0,69	0,42	1,23
M6	20,00	17,90	0,69	0,42	1,23
M7	22,00	19,00	0,67	0,40	1,27

Fuente: Autores.

Tabla 77 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido por correlación del ensayo SPT (M1) y Corte Directo (M2), sondeo 8.

ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ), COHESIÓN (C) Y MÓDULO ELÁSTICO (E) SONDEO 8				
Profundidad (m)	Espesor de capa (m)	Φ(°)	C(Kn/m2)	E(Kn/m2)
8,00	0,55	33,25	7,76	-

Fuente: Autores.

Tabla 78 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido por correlación del ensayo SPT, sondeo 9.

SONDEO 9					
MUESTRA	Profundidad	ϕ Prom	Ko	Ka	Kp
M4	13,40	18,15	0,69	0,41	1,24

Fuente: Autores.

Tabla 79 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido por correlación del ensayo SPT, sondeo 10.

SONDEO 10					
MUESTRA	Profundidad	ϕ Prom	Ko	Ka	Kp
M2	9,20	18,15	0,69	0,41	1,24

Fuente: Autores.

Tabla 80 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido del ensayo corte Directo, sondeo 11.

SONDEO 11					
MUESTRA	Profundidad	ϕ Prom	Ko	Ka	Kp
M1	12,80	16,40	0,72	0,44	1,17
M2	15,80	20,20	0,65	0,39	1,33
M3	18,80	22,00	0,63	0,37	1,41
M4	22,80	18,80	0,68	0,41	1,26
M5	27,00	15,40	0,73	0,45	1,13
M6	30,00	16,30	0,72	0,44	1,16
M7	33,00	18,90	0,68	0,41	1,27
M8	36,00	19,30	0,67	0,40	1,29
M9	39,00	20,20	0,65	0,39	1,33
M10	41,00	17,90	0,69	0,42	1,23
M11	44,00	17,50	0,70	0,42	1,21
M12	46,20	17,30	0,70	0,43	1,20

Fuente: Autores.

Tabla 81 Parámetros de presión de tierras calculados con el valor de ángulo de fricción obtenido por correlación del ensayo SPT, sondeo 12.

SONDEO 12					
MUESTRA	Profundidad	ϕ Prom	Ko	Ka	Kp
M7	42,00	18,15	0,69	0,41	1,24
M9	45,80	18,15	0,69	0,41	1,24

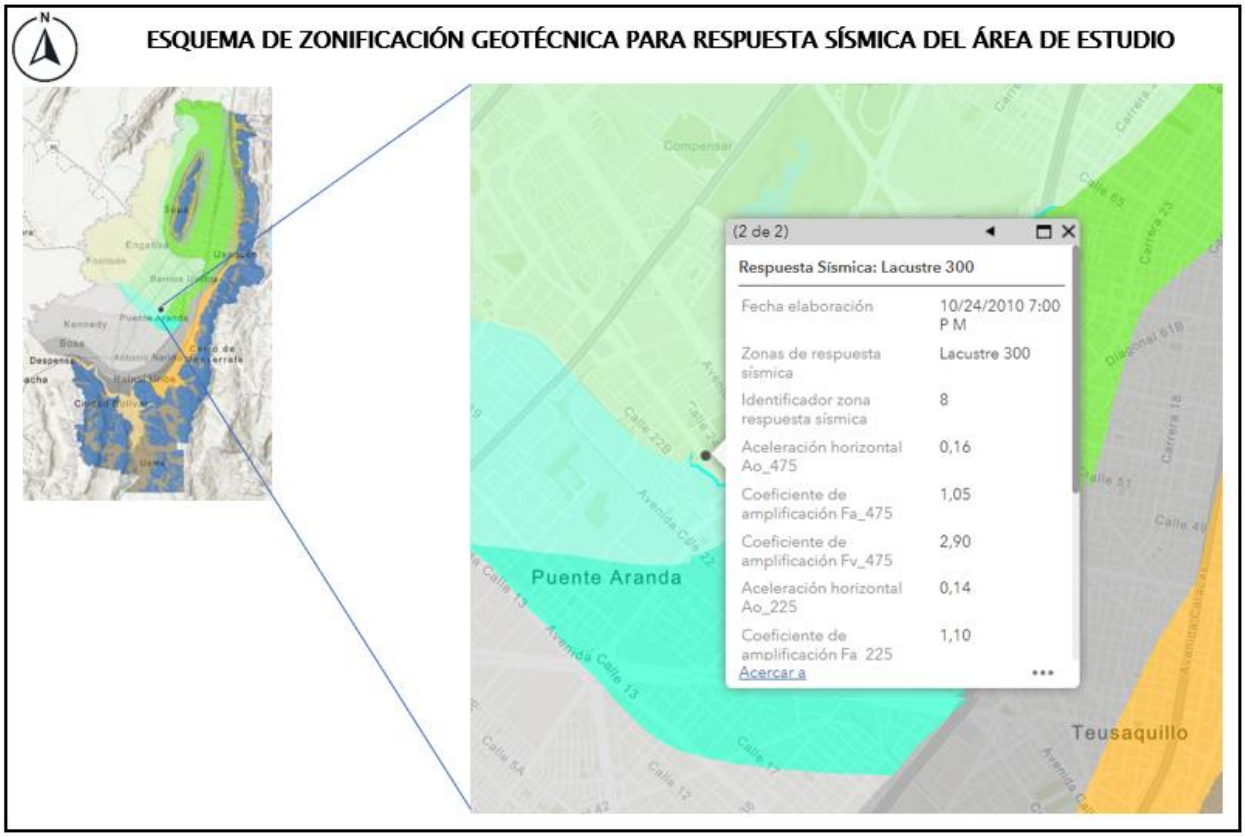
Fuente: Autores.

5.8 PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

La determinación de los parámetros sismo Resistentes para el área de estudio se ha realizado a partir del documento técnico "Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño Sismo Resistente de Edificaciones" aprobado por el *Decreto 523-2010* en el cual se indica que el documento cumple con los requisitos de la *NSR-10 título A sección A.2.4-A.2.6- A.2.9 - A.2.9.3.1-A.2.9.3.6.*

En el documento mencionado anteriormente se realiza una zonificación geotécnica para respuesta sísmica la cual está definida de acuerdo al espesor del sedimento, a continuación, se identifica la localización del área de estudio dentro de dicha zonificación:

FIG. 24 Localización del área de estudio en el mapa de zonificación geotécnica para respuesta sísmica del área de estudio.



Fuente: https://www.arcgis.com/apps/webappviewer/index.html?id=fa4b277533584c3a95a9208b4d542e19; modificado por autores.

A partir de la indicación dada en las aclaraciones y complementaciones del documento técnico *numeral 5* en donde dice " se deberá clasificar el perfil geotécnico del sitio en el cual se ubique una edificación en alguna de las zonas descritas en la tabla 7.1 de acuerdo a su localización en la zonificación de respuesta sísmica y al estudio geotécnico de clasificación sísmica que se realice para la edificación", basados entonces en la tabla anteriormente mencionada se procede a determinar el perfil geotécnico del área de estudio.

Tabla 82 Descripción de las zonas de respuesta sísmica

Zona	Espesor del depósito (m)	Periodo fundamental del suelo (s)	Descripción Geotécnica General	Velocidad onda promedio 50 m Vs (m/s)	Humedad Promedio 50 m Hn (%)	Efectos de sitio relacionados
Cerro	-	< 0.3	Rocas sedimentarias y depósitos de ladera con espesores inferiores a 6 m	> 750	< 10	Topográfico
Piedemonte A	< 50	0.3-0.6	Suelo coluvial y aluvial con intercalaciones de arcillas blandas: Bloques, cantos y gravas con matriz arcillo arenosas o areno arcillosa, capas de arcillas blandas.	200 - 750	Oct-80	Topográfico, amplificación
Piedemonte B	< 50	0.3-0.6	Suelo coluvial y aluvial con espesor superior a 12 m: Bloques, cantos y gravas con matriz arcillo arenosas o areno arcillosa	300 - 750	Oct-30	Topográfico, amplificación
Piedemonte C	< 50	0.3-0.6				
Lacustre-50	< 50	1.0-1.5	Suelo lacustre blando: Arcillas limosas o limos arcillosos, en algunos sectores con intercalaciones de lentes de turba	< 175	> 80	Amplificación
Lacustre-100	50-100	1.5-2.5				Amplificación
Lacustre-200	100-200	2.5-3.5				Amplificación
Lacustre-300	200-300	3.5-4.5				Amplificación
Lacustre-500	300-500	4.5-6.5				Amplificación
Lacustre Aluvial-200	100-200	2.0-3.0	Suelo lacustre con intercalaciones de aluvial: Arcillas limosas o limos arcillosos con de lentes de turba y capas de arenas compactas	< 200	> 60	Amplificación
Lacustre Aluvial-300	200-300	3.0-4.0				Amplificación
Aluvial-50	< 50	0.4-0.8	Suelo aluvial duro: Arcillas limosas o arenas arcillosos o limos arenosos, en algunos sectores se encuentran lentes de arenas limpias	175 - 300	25 - 50	Amplificación, licuación
Aluvial-100	50-100	0.8-1.2				Amplificación, licuación
Aluvial-200	100-200	1.2-2.5				Amplificación, licuación
Aluvial-300	200-300	2.5-4.0				Amplificación, licuación
Depósito Ladera	Jun-25	< 0.3	Depósitos de ladera con espesores superiores a 6 m de composición variable.	Variable según el tipo de deposito	Variable según el tipo de deposito	Topográfico

Fuente: documento técnico zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, Tabla 7.1, FOPAE, 2010.

5.8.1 CLASIFICACIÓN DE VALORES SISMO RESISTENTES

Teniendo en cuenta las recomendaciones técnicas para la normatividad en la que se especifica que “las edificaciones cubiertas por el alcance de la ley 400 de 1997 y el reglamento NSR-10 que se levanten en Bogotá Distrito Capital o que sean ampliadas, adecuadas o modificadas en forma tal que conlleven intervención estructural, o que sean objeto de rehabilitación sísmica, deberán diseñarse y construirse dependiendo de la zona en la cual se encuentren según la Zonificación de Respuesta Sísmica, acogiéndose los coeficientes y curvas para el diseño de edificaciones relacionados en la Tabla 7.5 "Coeficientes y curva de diseño”.

A partir de lo mencionado anteriormente se clasifican los coeficientes de diseño sísmicos para el área de estudio.

Tabla 83 Clasificación de los coeficientes de diseño

Zona	F_a (475)	F_v (475)	T_C (s)	T_L (s)	A_0 (475) (g)
CERROS	1.35	1.30	0.62	3.0	0.18
PIEDEMONTE A	1.65	2.00	0.78	3.0	0.22
PIEDEMONTE B	1.95	1.70	0.56	3.0	0.26
PIEDEMONTE C	1.80	1.70	0.60	3.0	0.24
LACUSTRE-50	1.40	2.90	1.33	4.0	0.21
LACUSTRE-100	1.30	3.20	1.58	4.0	0.20
LACUSTRE-200	1.20	3.50	1.87	4.0	0.18
LACUSTRE-300	1.05	2.90	1.77	5.0	0.16
LACUSTRE-500	0.95	2.70	1.82	5.0	0.14
LACUSTRE ALUVIAL-200	1.10	2.80	1.63	4.0	0.17
LACUSTRE ALUVIAL-300	1.00	2.50	1.60	5.0	0.15
ALUVIAL-50	1.35	1.80	0.85	3.5	0.20
ALUVIAL-100	1.20	2.10	1.12	3.5	0.18
ALUVIAL-200	1.05	2.10	1.28	3.5	0.16
ALUVIAL-300	0.95	2.10	1.41	3.5	0.14
DEPÓSITO LADERA	1.65	1.70	0.66	3.0	0.22

Fuente: Fuente: documento técnico zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, Tabla 7.5, FOPAE, 2010.

Los valores correspondientes a:

- Aceleración horizontal pico efectiva de diseño (A_a) = 0.15 g
- Aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva de diseño (A_v)=0.20 g
- Coeficiente de importancia (I) = 1.10 **Grupo II**

5.8.2 PERFIL DEL SUELO

Dentro de las aclaraciones y complementaciones realizadas en el documento técnico Zonificación de la Respuesta Sísmica de Bogotá para el Diseño Sismo Resistente de Edificaciones, el numeral 14 menciona que para efectos de los requisitos especiales que deben cumplir las edificaciones en función del *tipo de perfil de suelo* donde estén ubicadas que define la sección A.2.4 del reglamento NSR-10, las zonas de Lacustre, Lacustre – Aluvial y Aluvial ***corresponden a los perfiles tipo F.***

La obligación de realizar estudios sísmicos particulares para los perfiles tipo F que trata la sección A.2.4 del reglamento NSR-10 queda cubierta con el decreto 523 -2010, al adoptar la microzonificación sísmica para Bogotá, D.C.

5.8.3 ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES DE DISEÑO

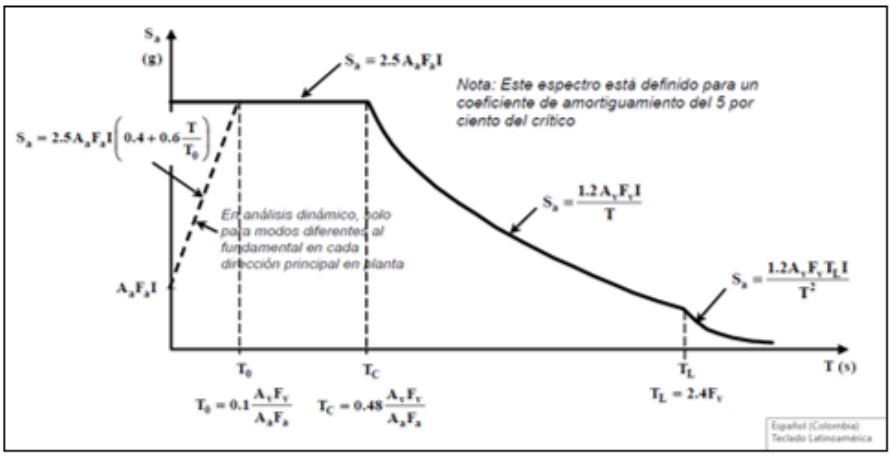
En el diseño estructural se debe considerar todos los tipos de carga que probablemente puedan incurrir o afectar las estructuras y más específicamente las cargas probables por sismos, para

considerar dichas cargas e identificar su efecto en las edificaciones existentes; para esto se analiza el espectro sísmico de diseño con el cual se determina el factor de fuerza sísmica probable impuesta en la estructura analizada (Edificio Tribunales).

Las realizaciones de estos espectros de diseño son reglamentadas por la NSR-10, donde se presentan los parámetros de los espectros elásticos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos de diseño en función del periodo de vibración, la cual para nuestro caso es la siguiente:

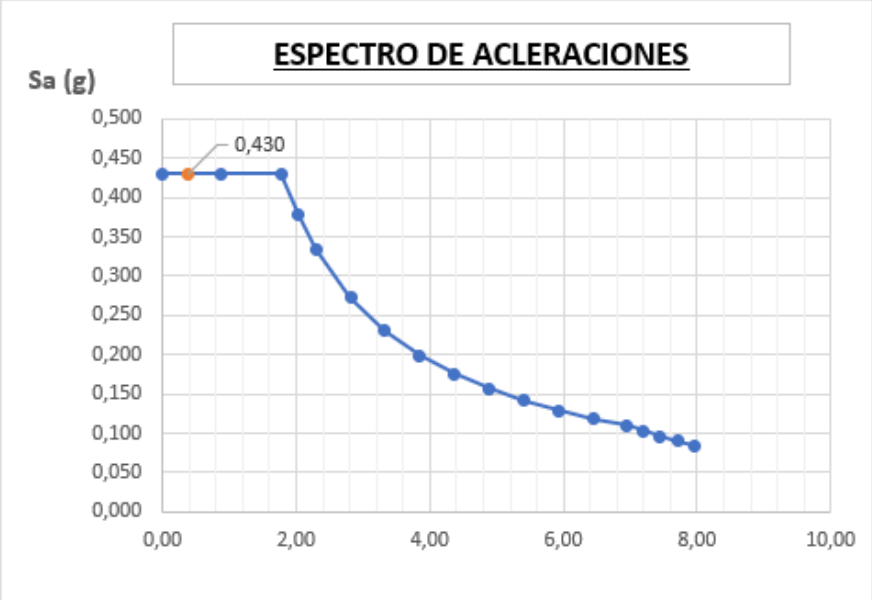
Tabla 84 Espectro elástico de aceleraciones.

ESPECTRO ELASTICO DE ACELERACIONES DE DISEÑO



Aa =	0,15
Av =	0,20
Fa =	1,05
Fv =	2,90
I =	1,10

T_0 (seg) =	0,37
T_C (seg) =	1,77
T_L (seg) =	6,96



Ta (seg) =	0,37
Sa (g) =	0,430

	T (s)	Sa (g)
	0,00	0,430
	0,89	0,430
Tc =	1,77	0,430
	2,03	0,377
	2,29	0,334
	2,81	0,272
	3,33	0,230
	3,85	0,199
	4,37	0,175
	4,89	0,157
	5,41	0,142
	5,93	0,129
	6,45	0,119
<T_L =	6,95	0,110
	7,20	0,103
	7,45	0,096
	7,70	0,090
	7,95	0,084

Fuente: autores.

6. CONDICIONES ESPECIALES DEL SUELO

A continuación, se presentan las características que se tienen en cuenta para no caracterizar los suelos como de condiciones especiales.

6.1 SUELOS EXPANSIVOS

Se debe observar el comportamiento de edificaciones vecinas, en cuanto a señales de asentamientos diferenciales, pérdida de verticalidad, fisuras, etc., como resultado de procesos de expansión y contracción volumétrica del subsuelo. Si el reconocimiento se realiza en verano, se debe verificar la existencia de grietas en la superficie del terreno, tanto en la dirección vertical como horizontal.

En la Tabla 85 se dan los criterios para determinar si un suelo es expansivo.

Tabla 85 Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm^2	Límite líquido LL , en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP , en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 –20	39 – 50	8 – 18	12 –34	12 – 27	50 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

Fuente: tabla H.9.1-1, Capitulo H.9 condiciones geotécnicas especiales, NSR-10.

Teniendo en cuenta los ensayos realizados podemos determinar que el potencial de expansión para sondeo el perfil de suelo es muy alto.

6.2 SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES

Se identifican como suelos erodables, las arenas muy finas o los limos no cohesivos que exhiben una manifiesta vulnerabilidad ante la presencia de agua.

En la NSR - 10 se dan los criterios para determinar si un suelo es dispersivo o erodables:

I. Suelos dispersivos: arcillas cuya concentración de sales de sodio (Na) en el agua intersticial pasa del 40% o 60% del total de sales disueltas.

II. Suelos erodables: arenas finas, polvo de roca, limos no cohesivos y depósitos eólicos propios de ambientes aluviales tranquilos y constantes que resultan en una granulometría relativamente homogénea.

El ensayo de sales solubles no se realizó, sin embargo, el material no se presenta como una nube de materia en suspensión al entrar en contacto con agua por lo que se asume que no obedecen

a las características de suelos dispersivos y por las condiciones de confinamiento del suelo no se considera como suelo erodable.

6.3 SUELOS COLAPSABLES

Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que, si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan.

Según la NSR-10 se dan los parámetros para que un suelo sea colapsable, dando los siguientes criterios:

I. **suelos aluviales y coluviales**: Depositados en ambientes semidesérticos por flujos más o menos torrenciales, tienen con frecuencia una estructura inestable.
II. **Suelos eólicos**: Depositados por el viento, son arenas y limos arenosos con escaso cemento arcilloso en una estructura suelta o inestable. Reciben el nombre genérico de "loess" en las zonas templadas.
III. **Cenizas volcánicas**: Provenientes de cenizas arrojadas al aire por eventos recientes de activada volcánica explosiva, conforman planicies de suelos limosos y limo arcillosos con manifiesto de carácter metaestable.
IV. **Suelos residuales**: Derivados de la descomposición insitu de minerales de ciertas rocas, son luego lixiviados, por el agua y pierden su cemento por lo cual también terminan con una estructura inestable.

El estrato analizado según el perfil estratigráfico definido se define como arcillas compactas por lo que ninguna de estas características se relaciona con el tipo de suelo encontrado en la zona de estudio, cumpliendo con todas las premisas planteadas por la NSR-10, las cuales determinan si un suelo presenta características especiales.

Por medio de los registros obtenidos de la exploración de campo y posteriormente extractados en los perfiles de campo, se determinó que el suelo encontrado en el área de estudio no se comporta como suelo disperso o erodable y tampoco colapsable, sin embargo, tiene potencial de expansión muy alto teniendo en cuenta lo consignado en la NSR – 10.

Como medida de elusión de los suelos expansivos teniendo en cuenta que se esta analizando una estructura ya existente, se realizó el procedimiento recomendado *NSR – 10 título H.9.1.9 La construcción de pilote pre-excavados,* con el fin de desarrollar la carga a la profundidad necesaria.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- Se determino un perfil de suelos en gran medida de material arcilloso dispuesto en estratos, con alguna intercalaciones de limos y aparición de lentes de arena cementada en arcilla.

La siguiente tabla se encuentra en el capítulo 5 Descripción del suelo, se estableció un perfil promedio para el área de estudio evaluado desde la cota 0 a nivel natural del terreno, hasta una profundidad de 47 metros, en el área de toma de datos bajo la estructura se inició la exploración en -7 metros en promedio medidos desde la cota natural del terreno hasta una profundidad de exploración de 40 metros netos.

PERFIL PROMEDIO DEL SUELO PRESENTE EN EL ÁREA DE ESTUDIO		
SUELO	**PROF. (m)**	**DESCRIPCIÓN DEL SUELO**
	0,20	Capa vegetal.
	1,55	Recebo de consistencia suelto, gravas arenosas contaminados, tamaño maximo
	1,70	Limo arcilloso carmelito, humedad media, consistencia suelto.
	2,15	Lentes de arena, color amarillo, suelta.
	3,60	Arcilla limosa, color gris, consistencia media.
	6,60	Arcilla limosa, color gris oscura, consistencia blanda.
	9,00	Limo arcilloso, color gris, consistencia media - firme.
	15,00	Arcilla limosa, color gris, humedad alta, consistencia blanda.
	39,00	Arcilla limosa, color gris, humedad alta, consistencia blanda.
	44,00	Arcilla limosa, con lentes de arena fina, color gris, humedad alta.
	46,00	Lentes de arena, color gris, consistencia blanda, en matriz de arcilla color gris.
	47,00	Arcilla limosa, trazas de arena fina,color gris, y traza de oxidación, consistencia,

- Se determino una profundidad promedio representativa del nivel freático a 1.05 metros.

Para el análisis del perfil de suelo y sus propiedades geomecánicas se realizaron 12 sondeo.

- 2 sondeos con exploración de 15 metros de profundidad medidos desde la cota cero del terreno natural.
- 8 sondeos con 15 metros de profundidad medidos a partir de -7 metros de la cota del terreno natural
- 2 sondeos con 40 metros de profundidad medidos a partir de -7 metros de la cota del terreno natural.
- El perfil de suelo promedio se caracterizó mediante ponderación de cada uno de los ensayos realizados durante la exploración geotécnica para quedar de la siguiente manera.

PERFIL PROMEDIO DEL SUELO PRESENTE EN EL ÁREA DE ESTUDIO				LÍMITES DE ATTERBERG				COHESIÓN (kN/m2)			ÁNGULO DE FRICCIÓN (°			CONSOLIDACIÓN				MÓDULO					
SUELO	PROF. (m	Espesor(m	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	LL (%)	LP (%)	HUMEDAD (%)	P. Unit. Humedo γ (kN/m3)	MIN	MAX	Prom.	MIN	MAX	Prom.	σ (Kn/m2)	Cc	Cs	eo	ELÁSTICO Es SPT E(Kn/m2)	σ' (Kn/m2)	K0	σ'h (Kn/m2)	σ'n (Kn/m2)	Cu(Kn/m2)
	0,20	0,20	Capa vegetal.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1,55	1,35	Recebo de consistencia suelto, gravas arenosas contaminados, tamaño maximo 3".	70	17	14	19,35	7,50	7,50	7,50	18,60	18,60	18,60					8820,00	13,06	0,65	8,49	10,78	11,13
	1,70	0,15	Limo arcilloso carmelito, humedad media, consistencia suelto.	39	27	24	17,52	6,90	6,90	6,90	19,60	19,60	19,60					8830,00	21,80	0,68	14,82	18,31	13,42
	2,15	0,45	Lentes de arena, color amarillo, suelta.				17,52	6,90	6,90	6,90	19,60	19,60	19,60					9310,00	24,11	0,65	15,67	19,89	13,98
	3,60	1,45	Arcilla limosa, color gris, consistencia media.	63	31	48	17,24	13,40	13,40	13,40	12,50	12,50	12,50					8820,00	31,23	0,65	20,30	25,76	19,11
	6,60	3,00	Arcilla limosa, color gris oscura, consistencia blanda.	80	20	34	12,91	12,60	12,60	12,60	23,40	23,40	23,40					10780,00	41,27	0,65	26,82	34,05	27,33
	9,00	2,40	Limo arcilloso, color gris, consistencia media - firme.	137	41	96	14,86	8,10	10,80	9,60	22,00	24,60	20,60	120,00	1,71	0,11	3,87	8085,00	51,98	0,69	35,86	43,92	26,11
	15,00	6,00	Arcilla limosa, color gris, humedad alta, consistencia blanda.	136	34	91	14,59	7,00	28,60	13,98	16,30	20,20	19,82	200,00	3,07	0,31	3,46	8330,00	72,38	0,67	48,49	60,43	35,76
	39,00	24,00	Arcilla limosa, color gris, humedad alta, consistencia blanda.	113	45	79	14,17	7,10	25,80	14,51	18,80	22,00	18,77	278,00	3,10	0,45	2,94	8330,00	139,04	0,68	94,55	116,79	54,21
	44,00	5,00	Arcilla limosa, con lentes de arena fina, color gris, humedad alta.	78	31	69	14,76	16,50	16,50	16,50	17,90	17,90	17,90					8330,00	203,73	0,70	142,61	173,17	72,43
	46,00	2,00	Lentes de arena, color gris, consistencia blanda, en matriz de arcilla color gris.	138	58	105	13,68	19,30	19,30	19,30	17,50	17,50	17,50					8330,00	219,98	0,70	153,98	186,98	78,25
	47,00	1,00	Arcilla limosa, trazas de arena fina,color gris, y traza de oxidación, consistencia, blanda.	126	56	115	12,62	15,40	15,40	15,40	17,30	17,30	17,30	330,00	4,21	0,51	3,73	8330,00	225,25	0,69	155,42	190,34	74,68
																			120,24				48,71076

Se realizo el cálculo de la capacidad de soporte y asentamientos por consolidación del suelo para la cimentación propuesta: grupos de pilotes.

CAPACIDAD DE SOPORTE GRUPO DE PILOTES BLOQUE A							
DETALLE CIMENTACIÓN	NÚMERO DE PILOTES	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	ZAPATA (B*L) (m)	CARGA (Ton)	Q adm (Ton)	Sc (cm)
1	4	0,70	25,00	2,74*2,74	356,00	577,96	14,68
4	6	0,70	30,00	2,75*4,50	561,00	913,73	27,35
CAPACIDAD DE SOPORTE GRUPO DE PILOTES BLOQUE B							
DETALLE CIMENTACIÓN	NÚMERO DE PILOTES	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	ZAPATA (B*L) (m)	CARGA (Ton)	Q adm (Ton)	Sc (cm)
1	2	0,60	20,00	0,90*2,40	110,00	248,32	6,28
3	2	0,60	30,00	0,90*2,40	180,00	357,55	7,57
4	4	0,60	25,00	2,40*2,40	350,00	492,72	15,26
CAPACIDAD DE SOPORTE GRUPO DE PILOTES BLOQUE C							
DETALLE CIMENTACIÓN	NÚMERO DE PILOTES	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	ZAPATA (B*L) (m)	CARGA (Ton)	Q adm (Ton)	Sc (cm)
1	2	0,60	30,00	0,90*2,40	180,00	357,55	7,57
3	4	0,60	30,00	2,40*2,40	310,00	572,16	11,48
4	4	0,60	25,00	2,40*2,40	238,00	492,72	10,53
CAPACIDAD DE SOPORTE GRUPO DE PILOTES BLOQUE D							
DETALLE CIMENTACIÓN	NÚMERO DE PILOTES	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	ZAPATA (B*L) (m)	CARGA (Ton)	Q adm (Ton)	Sc (cm)
1	2	0,60	20,00	0,90*2,40	140,00	248,32	8,01
4	2	0,60	30,00	0,90*2,40	733,00	357,55	28,92
5	6	0,80	30,00	3,10*5,10	666,00	1061,85	18,87
6	6	0,70	30,00	2,75*4,50	539,00	913,73	16,45
7	4	0,80	30,00	3,10*3,10	416,00	775,02	13,77
8	4	0,60	30,00	2,40*2,40	360,00	572,16	13,27
9	2	0,60	25,00	0,90*2,40	140,00	302,93	7,12
10	4	0,70	30,00	2,74*2,74	350,00	668,66	12,28
CAPACIDAD DE SOPORTE GRUPO DE PILOTES BLOQUE E							
DETALLE CIMENTACIÓN	NÚMERO DE PILOTES	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	ZAPATA (B*L) (m)	CARGA (Ton)	Q adm (Ton)	Sc (cm)
1	2	0,60	25,00	0,90*2,40	80,00	302,93	3,98

Se analizo la capacidad de soporte para pilotes aislados que conforman parte del sistema de cimentación implementado para el Tribunales.

CAPACIDAD DE SOPORTE PILOTE UNITARIO BLOQUE A							
DETALLE CIMENTACIÓN	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	Qp (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)	Q adm (Ton)	CARGA (Ton)
3	0,60	20,00	15,34	121,63	136,96	45,65	53,00
5	0,60	25,00	15,34	143,33	158,67	52,89	64,00
CAPACIDAD DE SOPORTE PILOTE UNITARIO BLOQUE B							
DETALLE CIMENTACIÓN	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	Qp (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)	Q adm (Ton)	CARGA (Ton)
2	0,60	20,00	15,34	121,63	136,96	45,65	24,00
CAPACIDAD DE SOPORTE PILOTE UNITARIO BLOQUE C							
DETALLE CIMENTACIÓN	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	Qp (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)	Q adm (Ton)	CARGA (Ton)
2*	0,60	20,00	15,34	121,63	136,96	45,65	30,00
4*	0,60	20,00	15,34	121,63	136,96	45,65	42,00
CAPACIDAD DE SOPORTE PILOTE UNITARIO BLOQUE D							
DETALLE CIMENTACIÓN	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	Qp (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)	Q adm (Ton)	CARGA (Ton)
2	0,60	25,00	15,34	143,33	158,67	52,89	71,50
3	0,60	20,00	15,34	121,63	136,96	45,65	56,00
CAPACIDAD DE SOPORTE PILOTE UNITARIO BLOQUE E							
DETALLE CIMENTACIÓN	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	Qp (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)	Q adm (Ton)	CARGA (Ton)
2,00	0,60	25,00	15,34	143,33	158,67	52,89	75,00
3,00	0,60	20,00	15,34	121,63	136,96	45,65	38,00

- A partir de los resultados obtenidos en el estudio se concluye que el sistema de cimentación por grupos de pilotes no presenta cambios definitivos que modifiquen la estructura existente por el contrario la evaluación de la capacidad de carga se encuentra a favor de la cimentación incluso evaluada con un factor de seguridad de 3 el cual es mayor que el utilizado en el estudio realizado para la construcción el cual en su momento fue 2.

- El análisis realizado al sistema de cimentación de pilotes aislados por el contrario a los grupos no está a favor de la cimentación igualmente evaluada con un factor de seguridad de 3, sin embargo, se debe tener en consideración que como se mencionó antes el factor de seguridad utilizado en el estudio previo a la cimentación es de dos.

El equipo consultor considera que la cimentación estaría fallando al criterio de este estudio por temas de sobre carga ya que los pilotes aislados se encuentran trabajando al lado de sistemas de grupos con cargas muy grandes las cuales están unidos por las vigas.

- El análisis de asentamientos realizado se realizó para sistema de cimentación en grupo teniendo en cuenta que los pilotes aislados no ejercen asentamientos significativos que puedan afectar la estructura ya que su principal capacidad de carga la desarrollan por cortante y la carga en la punta no es considerable.

Particularmente el bloque A y D presentan asentamientos altos en el sistema de grupo de pilotes configurado para dado con 6 pilotes y cargas superiores a las 500 toneladas lo que esta implicando resultados de asentamientos de 27 centímetros en promedio, el análisis se realizó con los resultados de los ensayos de consolidación los cuales se consideran altos indicando un suelo muy compresible.

Debido al sistema de cargas los asentamientos se consideran diferenciales ya que no la distribución de cargas no es homogénea.

Teniendo en cuenta que la recuperación de muestras no se realizó en el área de influencia del sistema de cimentación el equipo consultor considera que los resultados obtenidos corresponden en gran medida al suelo sin alterar, razón por la que se concluye que gran parte de los asentamientos calculados en este informe ya los sufrió la estructura allí dispuesta.

7.1.1 CONTROL DEL FLUJO DE AGUA

- Teniendo en cuenta que el nivel freático se encontró en promedio a 1.05 metros de profundidad se consideró manejar el suelo con parámetros efectivos y pesos unitarios saturados, el valor de humedad aumenta a profundidad.
- De acuerdo con los resultados de laboratorio, los valores de humedad natural del suelo son altos y varían entre 14% y 115%. En cuanto a aguas superficiales y subsuperficiales, teniendo en cuenta la naturaleza del suelo explorado, el cual se caracteriza por no tener una buena permeabilidad en los primeros metros de exploración y por lo tanto no tiene buena capacidad de drenaje; se estima que el terreno puede estar sometido a cambios drásticos por ascenso y descenso del nivel freático que puedan afectar la humedad en las bases de la estructura.
-

7.1.2 DRENAJES

- Se deben evitar infiltraciones exteriores por aguas lluvias que alteren las condiciones de humedad del suelo.
- Los resultados obtenidos en esta caracterización geotécnica, al igual que las recomendaciones, están basados en la información suministrada por los proyectistas.

Los resultados obtenidos en este estudio, lo mismo que las recomendaciones dadas, están basados en las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, lo mismo que las propiedades geomecánicas del subsuelo explorado mediante pruebas de campo y laboratorio. Cualquier modificación posterior en las características arquitectónicas y estructurales del proyecto con relación a las suministradas por el diseñador, implicarán nuevas condiciones de estabilidad y deformación que deben ser calculadas.



LUIS ALEXANDER CORREDOR
INGENIERO GEÓLOGO
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA VIAL Y PAVIMENTOS.
M.P. 15223-091346 BYC
ESPECIALISTA DE GEOTECNIA



WILLIAM ALFONSO BARAJAS
ING. CIVIL. ESPECIALISTA EN GEOTECNIA VIAL Y PAVIMENTOS
M.P. 25202-181878 CND
ESPECIALISTA DE GEOTECNIA



DAVID JULIAN GONZÁLEZ
ING. CIVIL. ESPECIALISTA EN GEOTECNIA VIAL Y PAVIMENTOS
M.P. 25020-397114 CND
ESPECIALISTA DE GEOTECNIA

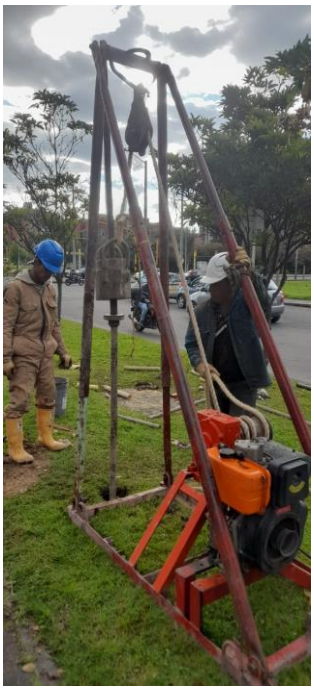
8. ANEXO FOTOGRÁFICO

SONDEO 1 Y 2





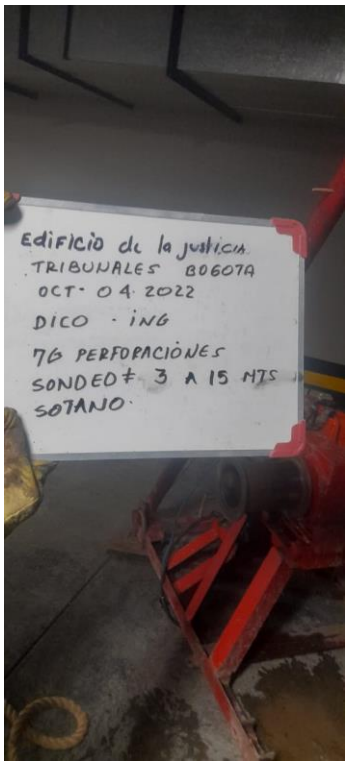








SONDEO 3


EDIFICIO de la justicia
TRIBUNALES BOGOTA
OCT. 04 2022
DICO . ING
76 PERFORACIONES
SONDEO # 3 A 15 MTS
SOTANO.

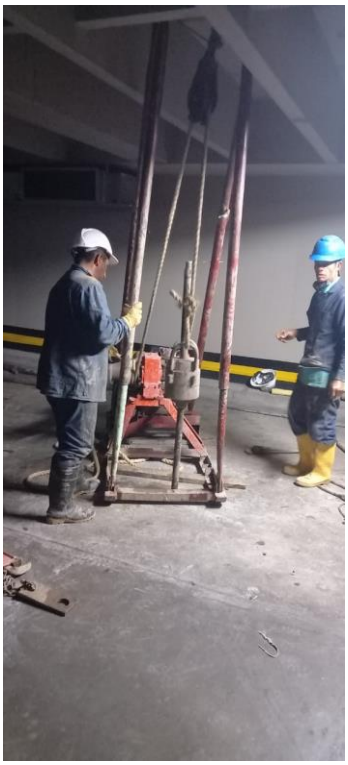

EDIFICIO de la justicia
TRIBUNALES BOGOTA
OCT. 04 2022
DICO . ING
76 PERFORACIONES
SONDEO # 3 A 15 MTS
SOTANO.



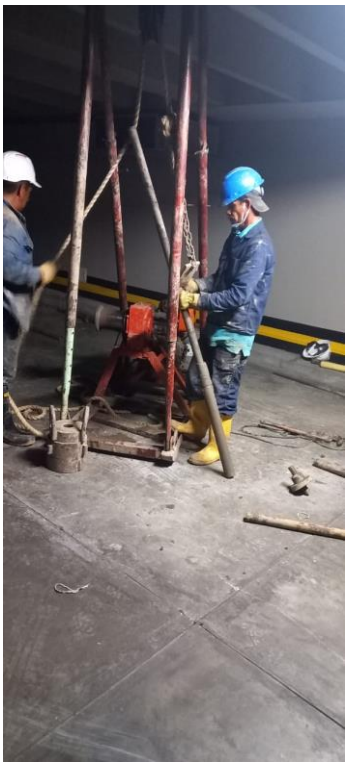


SONDEO 4



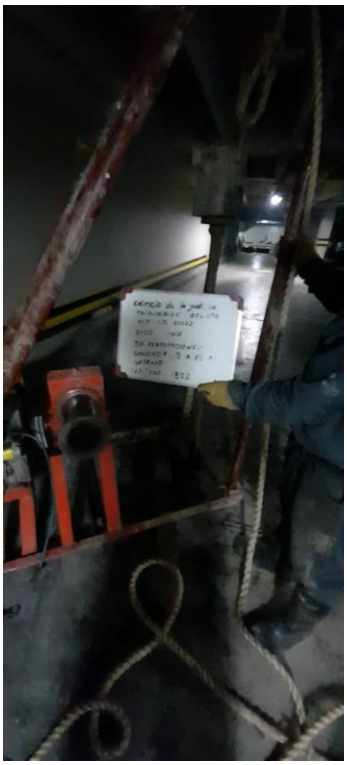


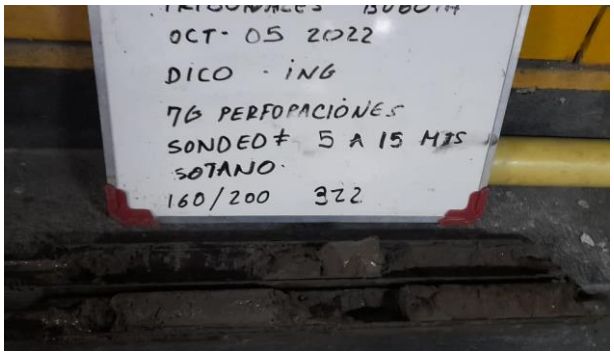




SONDEO 5





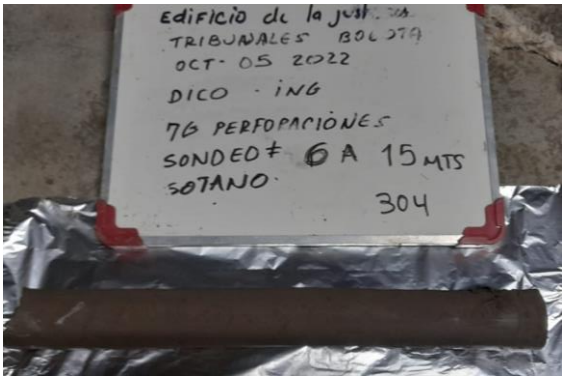

OCT- 05 2022
DICO - ING
76 PERFORACIONES
SONDEO ≠ 5 A 15 MTS
SOTANO
160/200 322

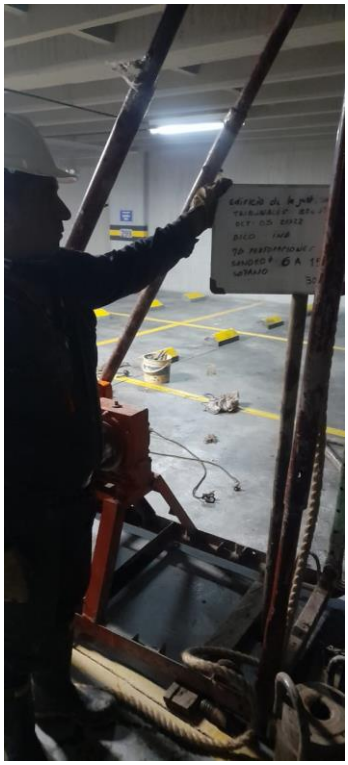


SONDEO 6

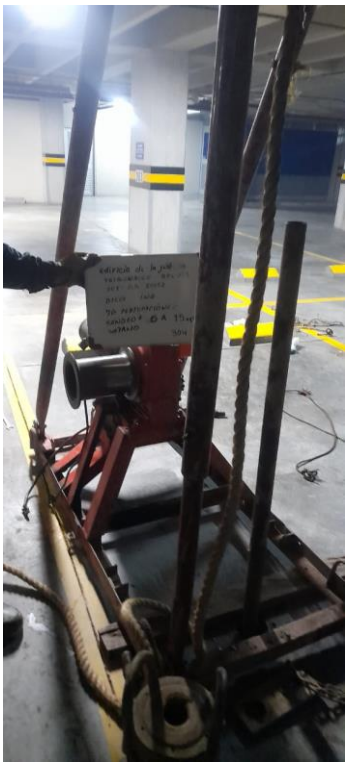



EDIFICIO DE LA JUST.
TRIBUNALES BOLOTA
OCT- 05 2022
DICO - ING
76 PERFORACIONES
SONDEO # 6 A 15 MTS
SOTANO
304






TRIBUNALES
OCT. 05 2022
DICO · ING
76 PERFORACIONES
SONDEO # 6 A 15 MTS
SOTANO
304



SONDEO 7

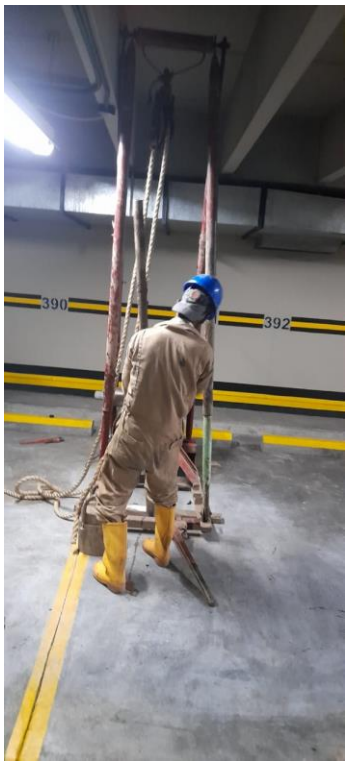

ESTUDIO DE SUELOS.
EDIFICIO TRIBUNALES BOGOTA.
CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022
CONTRATO 108 DE 2022.
SONDEO #7
SOTANO: 2
OCTUBRE 6 DE 2022





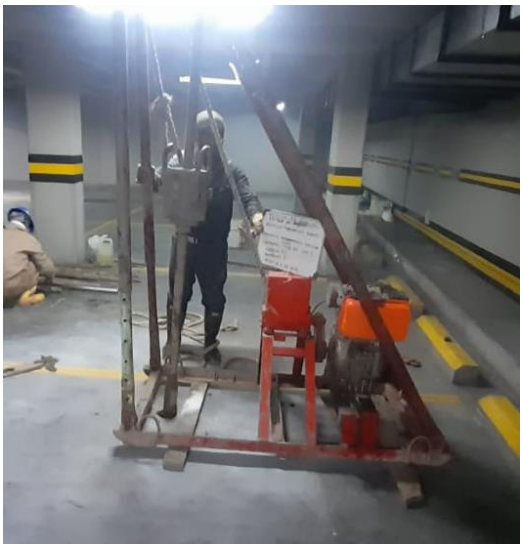


SONDEO 8



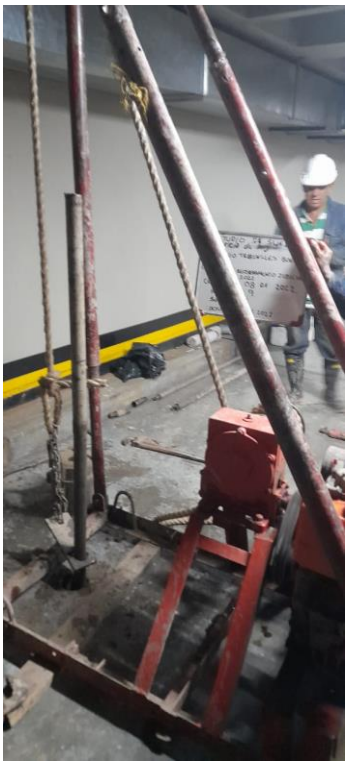






SONDEO 9






ESTUDIO DE SUELOS
EDIFICIO de Inf
EDIFICIO TRIBUNALES BOGOT
CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022
CONTRATO 08 DE 2022.
SONDEO # 9
SOTANO: 2
OCTUBRE 7 DE 2022





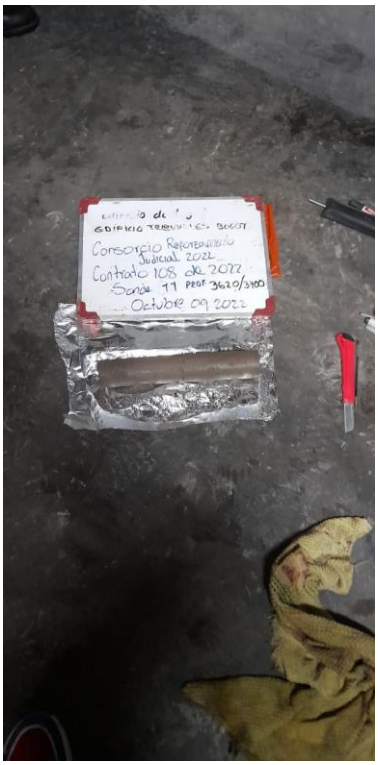


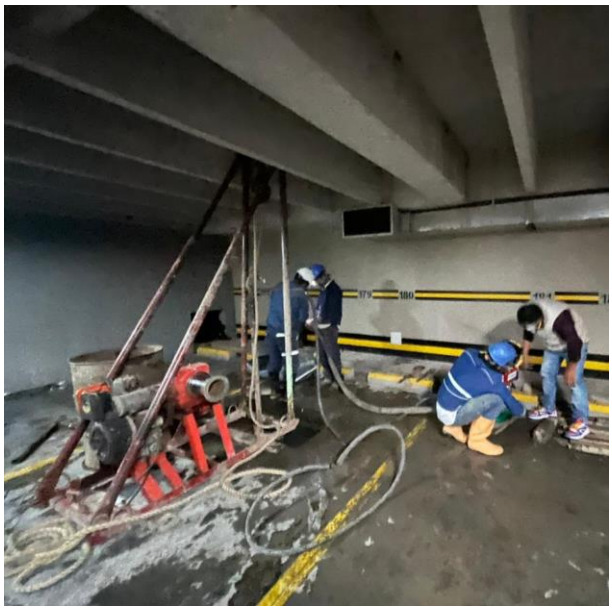
SONDEO 10

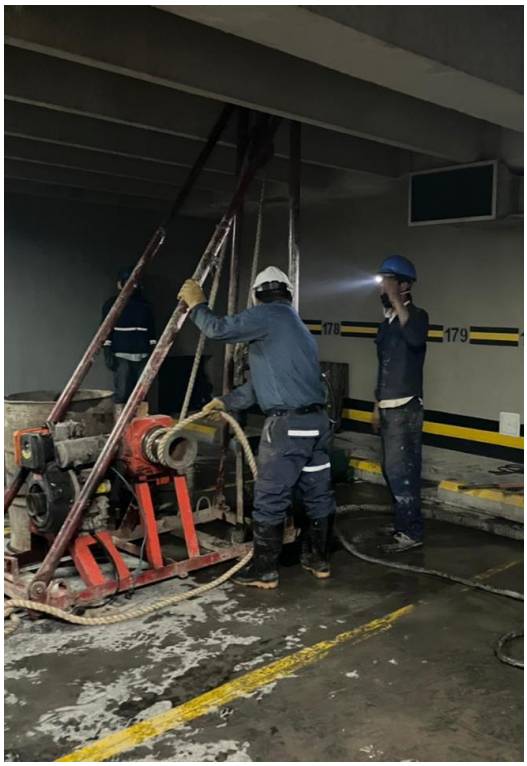

ESTUDIO DE SUELOS
EDIFICIO DE
EDIFICIO TRIBUNALES BOGOT
CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIA
2022
CONTRATO 08 DE 2022.
SONDEO # 10
SOTANO: 2
OCTUBRE 7 DE 2022

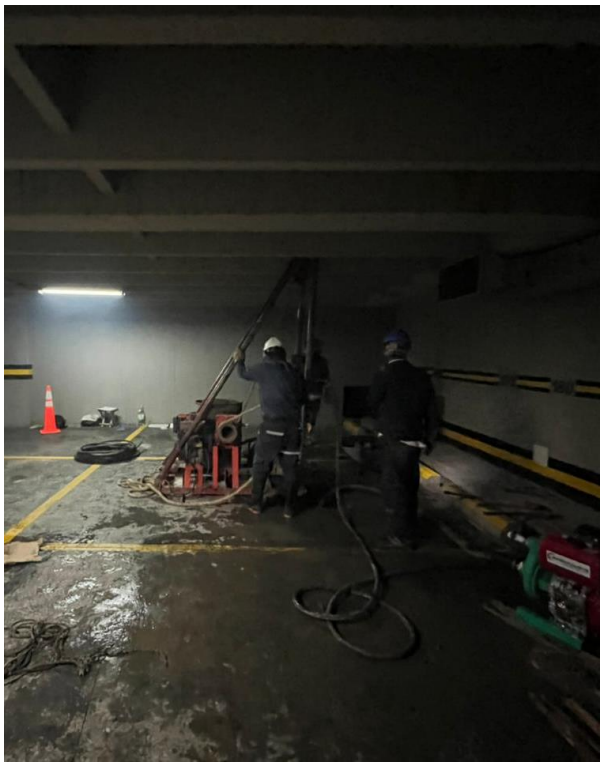
SONDEO 11

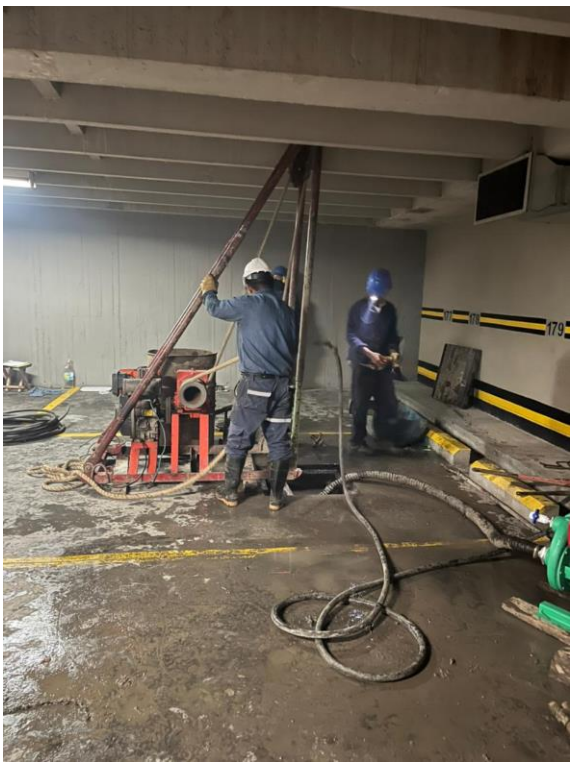

EDIFICIO TRIBUNALES BOGOT
Consorcio Reforzamiento
Judicial 2022
Contrato 108 de 2022
Sonde 11 PROF 3520/3600
Octubre 09 2022


Consorcio Reforzamiento
Judicial 2022
Contrato 108 de 2022
Octubre 09 2022

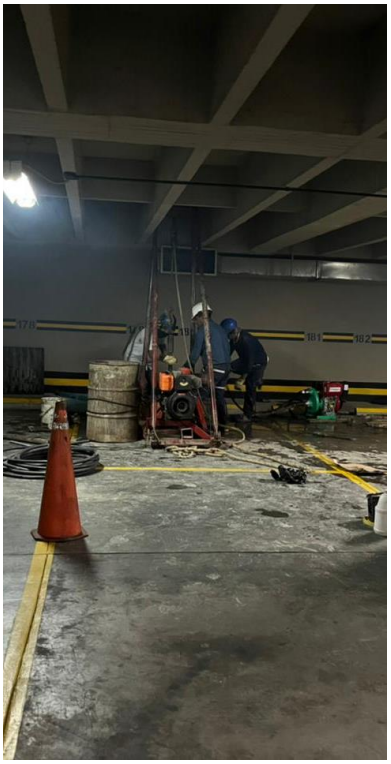




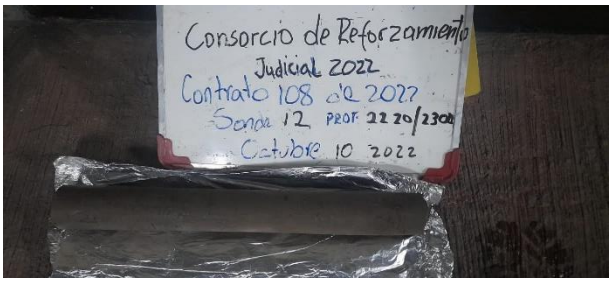








SONDEO 12

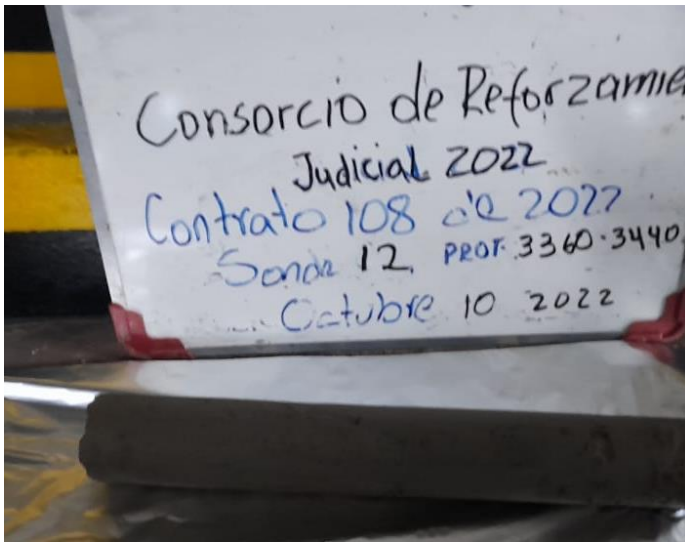

Consorcio de Reforzamiento
Judicial 2022
Contrato 108 de 2022
Sonda 12
Octubre 10 2022


Consorcio de Reforzamiento
Judicial 2022
Contrato 108 de 2022
Sonda 12
Octubre 10 2022





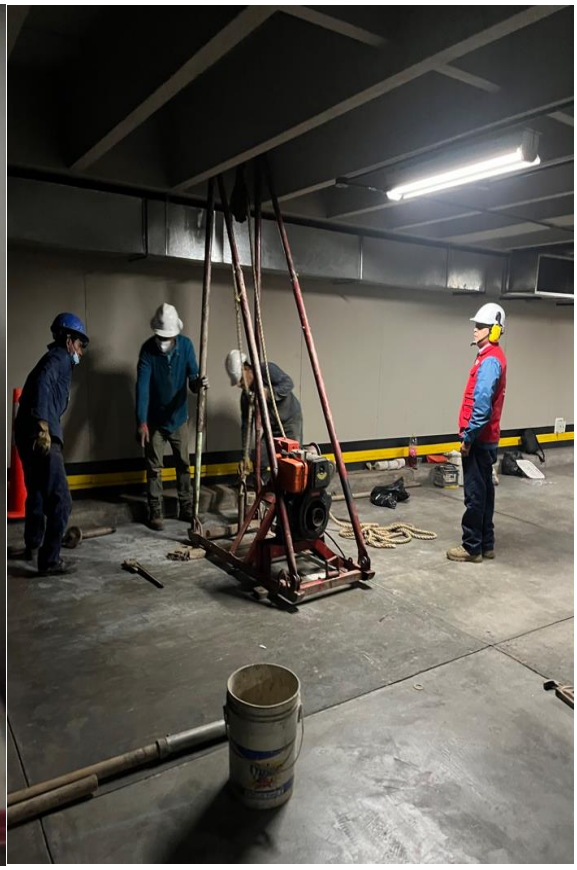


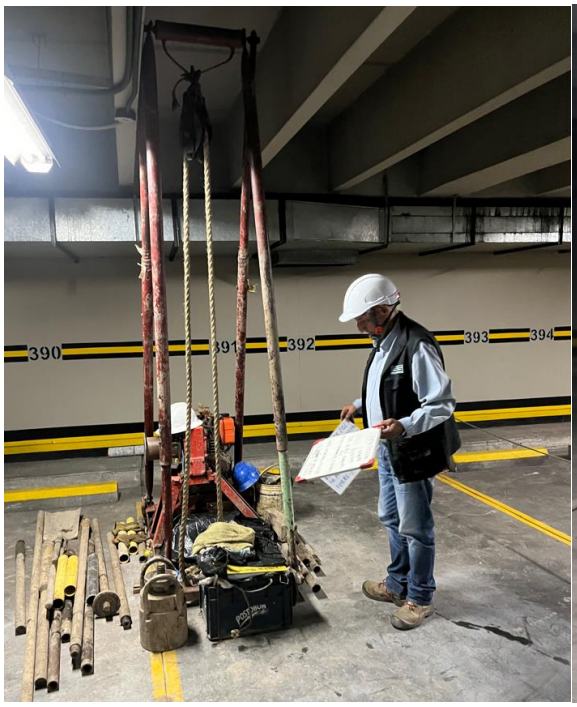

Consorcio de Reforzamie
Judicial 2022
Contrato 108 de 2022
Sonda 12 PROF. 3360-3440
Octubre 10 2022


Consorcio de Reforzamie
Judicial 2022
Contrato 108 de 2022
Sonda 12 PROF. 1000/106
Octubre 10 2022







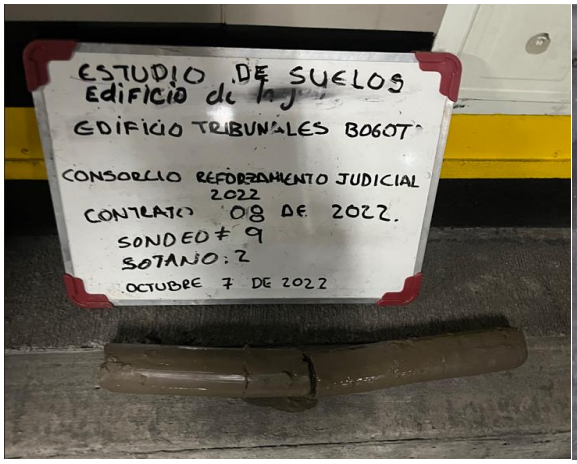




Sondeos de geotecnia internos a 15 y 40 metros.















Muestras recolectadas de sondeos.





Sondeos a 40 metros de profundidad.







Sondeos a 15 metros de profundidad.

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, LUIS ALEXANDER CORREDOR, identificado con Cedula de Ciudadanía No. 74.180.089 de Sogamoso, de profesión Ingeniero Geólogo, con matrícula profesional No.15223-091346 BYC, ESPECIALISTA EN GEOTECNIA VIAL Y PAVIMENTOS, CERTIFICO que el informe del **VOLUMEN 2**. Estudio de suelos para categoría de la unidad de construcción especial según la tabla H.3.1-1 de la NSR-10, del CONTRATO DE CONSULTORÍA No 108 DE 2022 REALIZAR LA CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS, fue elaborado bajo mi responsabilidad y declaro que cualquier modificación, ajuste o aclaración al estudio en mención, estaré presto a atender las recomendaciones que se requieran.

La presente se expide en el municipio de Yopal a los 05 días del mes de diciembre de 2022

LUIS ALEXANDER CORREDOR
INGENIERO GEÓLOGO
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA VIAL Y PAVIMENTOS.
M.P. 15223-091346 BYC

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2022-1716562

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL ENCARGADO

CERTIFICA:

1. Que LUIS ALEXANDER CORREDOR SALAMANCA, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 74180089, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA GEOLOGICA con MATRICULA PROFESIONAL 15223-091346 desde el 18 de Abril de 2002, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 2901.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los cinco (05) días del mes de Diciembre del año dos mil veintidos (2022).

Angela Patricia Alvarez Ledesma

Firmal del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA

NUMERO 74.180.089

CORREDOR SALAMANCA
APELLIDOS

LUIS ALEXANDER
NOMBRES

FIRMA





INDICE DERECHO

FECHA DE NACIMIENTO 11-MAY-1975
SOGAMOSO
(BOYACA)
LUGAR DE NACIMIENTO

1.70 ESTATURA | O+ G.S. RH | M SEXO

23-JUL-1993 SOGAMOSO
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION

REGISTRADORA NACIONAL
ALMABEATRIZ RENGIFO LOPEZ

A-4600100-70142213-M-0074180089-20051227 07685 05361B 02 182348740



REPUBLICA DE COLOMBIA
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA
Y SUS PROFESIONES AUXILIARES

MATRICULA No. 1522309134 CYC
INGENIERO GEOLOGO
DE FECHA 13/04/2002
APELLIDOS
CORREDOR SALAMANCA
NOMBRES
LUIS ALEXANDER
C.C. 74180089
UNIVERSIDAD
U.P.T.C. SOGAMOSO

PRESIDENTE DEL CONSEJO

940

La República de Colombia
Ministerio de Educación Nacional

y en su nombre

La Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia

Creada mediante Decreto 2655 de 1953 y Ley 73 de 1962

Confiere el título de

INGENIERO GEOLOGO

A

Luis Alexander Corredor Salaman

C.C. 74.180.089 expedida en Sogamoso

Quien cumplió satisfactoriamente los requisitos académicos exigidos.

En testimonio de ello otorga el presente

DIPLOMA

En la ciudad de Tunja, a los 29 días del mes de agosto de 2000

El Rector de la Universidad

El Secretario General de la Universidad

Universidad
Libro de Registro No.
Folio No.
Fecha
Diploma No. 24020

El Decano de la Facultad

El Secretario de la Facultad

Este Diploma debidamente diligenciado y firmado no tiene costo

República de Colombia

LA UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS

Autorizada por el Ministerio de Educación Nacional
Teniendo en cuenta que

Luis Alexander Corredor Salamanca

C.C. N°. 74.180.089 de Sogamoso

Aprobó los estudios programados y cumplió con las exigencias legales y reglamentarias, le confiere el Título de

Especialista en Geotecnia Vial y Pavimentos

En constancia se firma y sella en Tunja
a los 19 días del mes de octubre de 2018

El Rector General

El Rector Seccional

El Decano de Facultad

El Secretario Seccional

Registro interno No. 818.330.19-10-2018

942

República de Colombia

LA UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS

Autorizada por el Ministerio de Educación Nacional
Teniendo en cuenta que

Luis Alexander Corredor Salamanca

C.C. 74180089 de Sogamoso

Aprobó los estudios programados y cumplió con las exigencias legales y reglamentarias, le confiere el Título de

Especialista en Ordenamiento y Gestión Integral de Cuencas Hidrográficas

En constancia se firma y sella en Bogotá D.C.
a los 2 días del mes de Diciembre de 2021

El Rector General

Decano de División de Educación Abierta y a Distancia

El Decano de Facultad

La Secretaria General

Registro Interno No. 839.3333.02-12-2021

Folio 21 Libro 24

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, WILLIAM ALFONSO BARAJAS, identificado con Cedula de Ciudadanía No. 7.365.711 de Paz de Ariporo-Casanare, de profesión Ingeniero civil, con matrícula profesional No.25202181878 CND, ESPECIALISTA EN GEOTECNIA VIAL Y PAVIMENTOS, CERTIFICO que el informe del **VOLUMEN 2**. Estudio de suelos para categoría de la unidad de construcción especial según la tabla H.3.1-1 de la NSR-10, del CONTRATO DE CONSULTORÍA No 108 DE 2022 REALIZAR LA CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS, fue elaborado bajo mi responsabilidad y declaro que cualquier modificación, ajuste o aclaración al estudio en mención, estaré presto a atender las recomendaciones que se requieran.

La presente se expide en el municipio de Yopal a los 05 días del mes de diciembre de 2022

WILLIAM ALFONSO BARAJAS
ING. CIVIL. ESPECIALISTA EN GEOTECNIA VIAL Y PAVIMENTOS
M.P. 25202-181878 CND

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2022-1716552

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL ENCARGADO

CERTIFICA:

1. Que WILLIAM ALFONSO BARAJAS TIBADUIZA, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 7365711, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 25202-181878 desde el 18 de Febrero de 2010, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 179.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los cinco (05) días del mes de Diciembre del año dos mil veintidos (2022).

Angela Patricia Alvarez Ledesma

Firmal del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA

NUMERO 7365711

BARAJAS TIBADUIZA
APELLIDOS

WILLIAM ALFONSO
NOMBRES

William A. Barajas

FIRMA





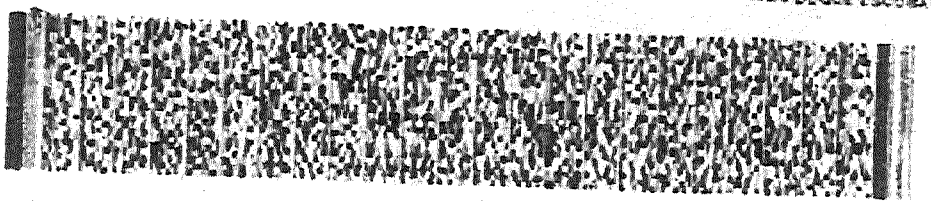
FECHA DE NACIMIENTO 05-DIC-1982
PAZ DE ARIPORO
(CASANARE)
LUGAR DE NACIMIENTO

1.69 ESTATURA | O+ G.S. RH | M SEXO

24-ABR-2001 PAZ DE ARIPORO
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION

INDICE DERECHO

REGISTRADOR NACIONAL
IVAN DUQUE ESCOBAR



I-1100100-7365711-M-0000.2001 11-2001 0530 D1849 01228A 02 0085710315

REPÚBLICA DE COLOMBIA

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA

COPNIA



MATRICULA PROFESIONAL No.

25202181878CND

INGENIERO CIVIL

DE FECHA 18/02/2010

WILLIAM ALFONSO
BARAJAS TIBADUIZA
C.C. 7365711
UNIVERSIDAD COOPERATIVA
DE COLOMBIA

FIRMA DEL PROFESIONAL

LA REPÚBLICA DE COLOMBIA

y en su nombre la

Universidad Cooperativa de Colombia

Personería Jurídica, resolución 9 1, 1188 del 30 de diciembre de 1.965 del Ministerio de Educación Nacional.

Certifica que

William Alfonso Barajas Tibaduiza

C.C. CÉDULA DE CIUDADANÍA Nº 7'366.711 DE PAZ DE ARIPORO

Ha cumplido con todos los estudios
que los estatutos universitarios exigen para optar al título de:

INGENIERO CIVIL

Le expide el presente diploma. En testimonio de ello
se firma en Villavicencio, el día 10 de diciembre de 2009.

Rector

Decano de Facultad

Director Seccional

Secretario General

Registros y Diplomas

Anotado al folio No. 57 del libro de Registros y Diplomas No. 3 Refrendado en Villavicencio el día primero diciembre de 2009

República de Colombia

LA UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS

Autorizada por el Ministerio de Educación Nacional

Mediante Resolución [illegible]

William Alfonso Barragán Chaduiga

C.C. 7.365.711 Bog de Antioquia

Aprobó los estudios de [illegible]

[illegible]

Especialista en Geotecnia Vial y Pavimentos

En constancia se firma, sella en Tunja

a los 20 días del mes de Agosto de 2013

Especialista

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, DAVID JULIAN GONZÁLEZ, identificado con Cedula de Ciudadanía No. 1.118.549.766 de Paz de Ariporo-Casanare, de profesión Ingeniero civil, con matrícula profesional No.25202-397114 CND, ESPECIALISTA EN GEOTECNIA VIAL Y PAVIMENTOS, CERTIFICO que el informe del **VOLUMEN 2**. Estudio de suelos para categoría de la unidad de construcción especial según la tabla H.3.1-1 de la NSR-10, del CONTRATO DE CONSULTORÍA No 108 DE 2022 REALIZAR LA CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS, fue elaborado bajo mi responsabilidad y declaro que cualquier modificación, ajuste o aclaración al estudio en mención, estaré presto a atender las recomendaciones que se requieran.

La presente se expide en el municipio de Yopal a los 05 días del mes de diciembre de 2022

C

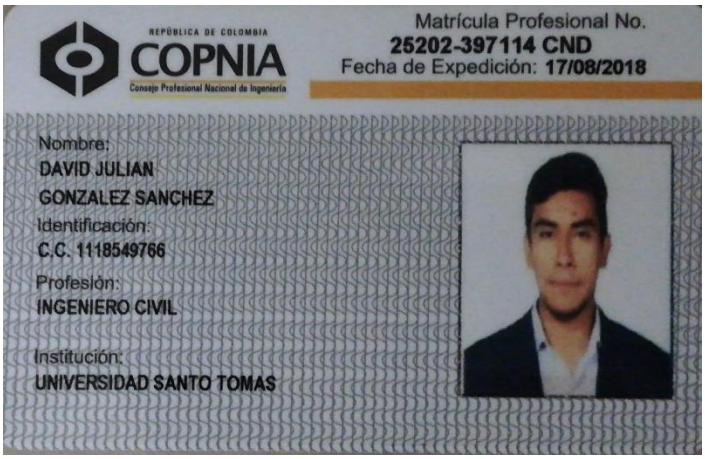
DAVID JULIAN GONZÁLEZ
ING. CIVIL. ESPECIALISTA EN GEOTECNIA VIAL Y PAVIMENTOS
M.P. 25020-397114 CND
ESPECIALISTA DE GEOTECNIA

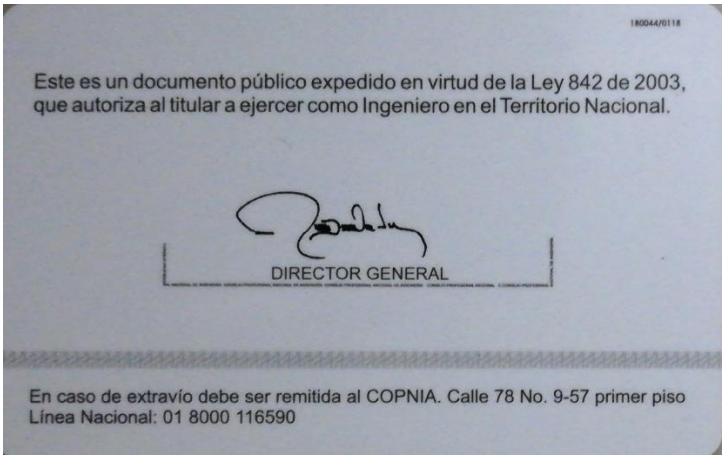
David Julian Gonzalez S.



Celular 3143702739

David Julian Gonzalez S.





Celular 3143702739

David Julian Gonzalez S.



República de Colombia

LA UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS

Autorizada por el Ministerio de Educación Nacional
Teniendo en cuenta que

David Julián González Sánchez

C. C. 1.118.549.766 de Yopal

Aprobó los estudios programados y cumplió con las exigencias legales y reglamentarias, le confiere el Título de

Ingeniero Civil

En constancia se firma y sella en Bogotá
El 17 de julio de 2018

El Rector General

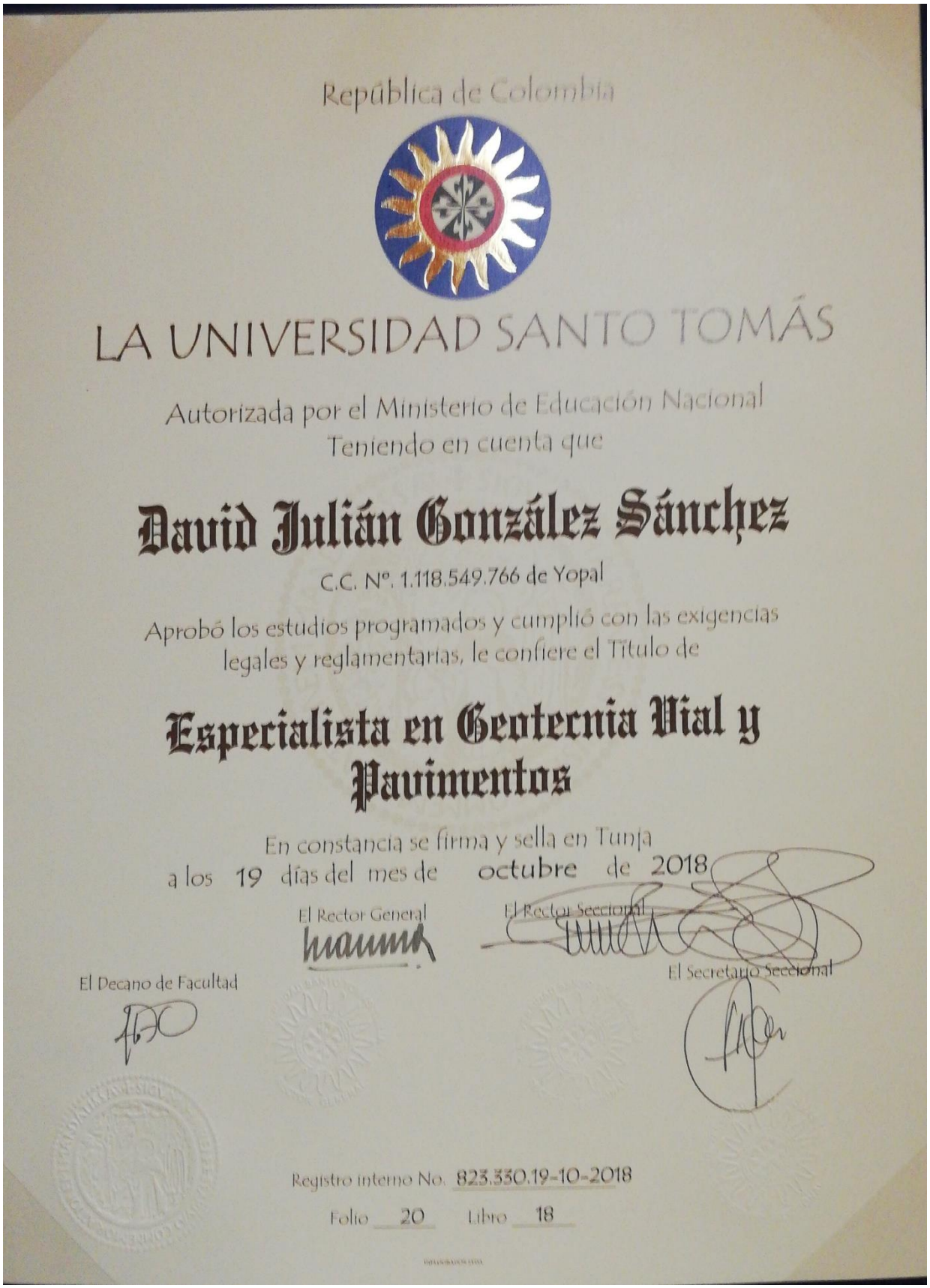
El Decano de Facultad

El Secretario General

Registro Interno No. 1143.3942.17-07-2018
Folio 29 Libro 23

Celular 3143702739

David Julian Gonzalez S.



República de Colombia

LA UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS

Autorizada por el Ministerio de Educación Nacional
Teniendo en cuenta que

David Julián González Sánchez

C.C. Nº. 1.118.549.766 de Yopal

Aprobó los estudios programados y cumplió con las exigencias legales y reglamentarias, le confiere el Título de

Especialista en Geotecnia Vial y Pavimentos

En constancia se firma y sella en Tunja
a los 19 días del mes de octubre de 2018

El Rector General

El Rector Seccional

El Secretario Seccional

El Decano de Facultad

Registro interno No. 823.330.19-10-2018

Folio 20 Libro 18

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2022-1716546

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL ENCARGADO

CERTIFICA:

1. Que DAVID JULIAN GONZALEZ SANCHEZ, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 1118549766, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 25202-397114 desde el 17 de Agosto de 2018, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 1163.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los cinco (05) días del mes de Diciembre del año dos mil veintidos (2022).

Angela Patricia Alvarez Ledesma

Firmal del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ – CUNDINAMARCA Y AMAZONAS



Vista panorámica de los tribunales de Bogotá y Cundinamarca. Fuente: https://www.ramajudicial.gov.co/web/secretaria-tribunal-superior-de-cundinamarca-sala-civil-familia-y-agraria./138

CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022

DICIEMBRE DE 2022
BOGOTÁ, CUNDINAMARCA

TABLA DE CONTENIDO

1 LOCALIZACIÓN Y GENERALIDADES DEL PROYECTO 12
2 GENERALIDADES DEL PROYECTO 13
3 OBJETIVOS 15
3.1 OBJETIVO PRINCIPAL 15
3.2 OBJETIVOS SECUNDARIOS 15
4 REGLAMENTACIÓN VIGENTE 16
5 INFORMACIÓN PREVIA DISPONIBLE 17
5.1 INFORMACIÓN EXISTENTE 17
5.1.1 Bloque A 22
5.1.2 Bloque B 23
5.1.3 Bloque C 24
5.1.4 Bloque D 25
5.1.5 Bloque E 26
5.2 INFORMACIÓN OBTENIDA MEDIANTE TRABAJO DE CAMPO Y OFICINA 27
6 CLASIFICACIÓN ESTRUCTURAL 28
6.1 BLOQUE A 28
6.1.1 Sistema estructural bloque a 28
6.1.2 Sistema de cimentación bloque A 30
6.1.3 Sistema de entrepiso bloque A 31
6.1.4 Sistema de cubierta bloque A 32
6.1.5 Sistema de contención bloque A 32
6.2 BLOQUE B 33
6.2.1 Sistema estructural bloque B 33
6.2.2 Sistema de cimentación bloque B 35
6.2.3 Sistema de entrepiso bloque B 35
6.2.4 Sistema de cubierta bloque B 36
6.2.5 Sistema de contención bloque B 36
6.3 BLOQUE C 37
6.3.1 Sistema estructural bloque C 37
6.3.2 Sistema de cimentación bloque C 39
6.3.3 Sistema de cubierta bloque C 40
6.3.4 Sistema de contención bloque C 40
6.4 BLOQUE D 41
6.4.1 Sistema estructural bloque D 41
6.4.2 Sistema de cimentación bloque D 42
6.4.3 Sistema de entrepiso bloque D 43
6.4.4 Sistema de contención bloque D 44
6.5 BLOQUE E 45
6.5.1 Sistema estructural bloque E 45
6.5.2 Sistema de cimentación bloque E 46

6.5.3 Sistema de entrepiso bloque E 47
7 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL Y HALLAZGOS 48
7.1 BLOQUE A 48
7.2 BLOQUE B 48
7.3 BLOQUE C 49
7.4 BLOQUE D 49
7.5 BLOQUE E 50
7.6 CLASIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA BLOQUE A 51
7.6.1 VIGAS BLOQUE A 51
7.6.2 COLUMNAS BLOQUE A 52
7.6.3 SISTEMA DE CIMENTACIÓN BLOQUE A 53
7.6.4 SISTEMA DE CONTENCIÓN BLOQUE A 54
7.7 CLASIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA BLOQUE B 55
7.7.1 VIGAS BLOQUE B 55
7.7.2 COLUMNAS BLOQUE B 56
7.7.3 SISTEMA DE CIMENTACIÓN BLOQUE B 57
7.7.4 SISTEMA DE CONTENCIÓN BLOQUE B 58
7.8 CLASIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA BLOQUE C 59
7.8.1 VIGAS BLOQUE C 59
7.8.2 COLUMNAS BLOQUE C 60
7.8.3 SISTEMA DE CIMENTACIÓN BLOQUE C 61
7.8.4 SISTEMA DE CONTENCIÓN BLOQUE C 62
7.9 CLASIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA BLOQUE D 63
7.9.1 VIGAS BLOQUE D 63
7.9.2 COLUMNAS BLOQUE D 64
7.9.3 SISTEMA DE CIMENTACIÓN BLOQUE D 65
7.9.4 SISTEMA DE CONTENCIÓN BLOQUE D 66
7.10 CLASIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA BLOQUE E 67
7.10.1 VIGAS BLOQUE E 67
7.10.2 COLUMNAS BLOQUE E 68
7.10.3 SISTEMA DE CIMENTACIÓN BLOQUE E 69
8 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL 71
8.1 CONDICIONES INICIALES (datos de entrada). 71
8.1.1 Geometría, dimensiones de elementos: Revit (Levantamiento). 71
8.1.2 Propiedades mecánicas 71
8.1.3 Solicitaciones, cargas y combinaciones 72
8.1.4 Modelación matemática (ETABS). 73
9 ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD – ETAPAS INICIALES 75
9.1 ETAPA 1 – ALCANCE DE LOS TRABAJOS (A.10.1.3) 75
9.2 ETAPA 2 – RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN DE LA EDIFICACIÓN (A.10.2) 75
9.3 ETAPA 3 – CALIFICACIÓN DEL ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL (A.10.2) 76
9.4 ETAPA 4 – CÁLCULO DE LAS SOLICITACIONES EQUIVALENTES 76

9.4.1 BLOQUE A 76
9.4.2 BLOQUE B 79
9.4.3 BLOQUE C 82
9.4.4 BLOQUE D 85
9.5 ETAPA 5 – ANÁLISIS ELÁSTICO DE LAS ESTRUCTURAS Y SU SISTEMA DE CIMENTACIÓN 91
9.5.1 BLOQUE A 91
9.5.2 Bloque B 100
9.5.3 Bloque C 108
9.5.4 Bloque D 117
9.5.5 Bloque E 128
9.6 ETAPA 6 – CÁLCULO DE LA RESISTENCIA EXISTENTE DE LA ESTRUCTURA DE ACUERDO CON A.10.4.3.3 136
9.6.1 Resistencia de elementos existentes de las estructuras 136
9.7 ETAPA 7 – Cálculo de la resistencia efectiva de la estructura 139
9.7.1 Estructura Bloque A 139
9.7.2 Estructura Bloque B 139
9.7.3 Estructura Bloque C 139
9.7.4 Estructura Bloque D 140
Estructura Bloque E 140
9.8 ETAPA 8 – CÁLCULO DE ÍNDICES DE SOBRE ESFUERZO Y VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL 141
9.8.1 Índices de sobre esfuerzo estructural Bloque A. 141
9.8.2 Índices de sobre esfuerzo estructura Bloque B 149
9.8.3 Índices de sobre esfuerzo estructura Bloque C 156
9.9 ETAPA 9 – CÁLCULO DE DERIVAS DE PISO 176
9.9.1 Derivas Bloque A. 176
9.9.2 Derivas Bloque B 178
9.9.3 Derivas Bloque C 180
9.9.4 Derivas Bloque D 182
9.9.5 Derivas Bloque E 184
9.10 ETAPA 10 – CÁLCULO DE ÍNDICES DE FLEXIBILIDAD Y VULNERABILIDAD SÍSMICA 186
9.10.1 Índice de flexibilidad y vulnerabilidad sísmica Bloque A. 186
9.10.2 Índice de flexibilidad y vulnerabilidad sísmica Bloque B 186
9.10.3 Índice de flexibilidad y vulnerabilidad sísmica Bloque C 187
9.10.4 Índice de flexibilidad y vulnerabilidad sísmica Bloque D 187
9.10.5 Índice de flexibilidad y vulnerabilidad sísmica Bloque E 188
10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES – EN DESARROLLO 189

LISTA DE FIGURAS

Figura 1–1. Vista general del modelo 3D de los Tribunales 12
Figura 1–1 Localización de los Tribunales de Cundinamarca y Bogotá 12
Figura 2–1 Identificación de undidades estructurales 13
Figura 2–2 Vista tridimensional de las cubiertas de los Tribunales 13
Figura 2–3. Sistema de cimentación General 14
Figura 2–4 Vista tridimensional General 14
Figura 5–1. Extracto de comunicación del ingeniero geotecnista 21
Figura 5–2 Planta piso 1 y piso 2, Zona A. 22
Figura 5–3 Plano de planta basamento Zona B 23
Figura 5–4 Plano despiece de columnas Zona B 23
Figura 5–5 Análisis sísmico Zona B 23
Figura 5–6 Plano despiece de columnas Zona C 24
Figura 5–7 Plano despiece vigas Zona C 24
Figura 5–8 Memoria de cálculo 24
Figura 5–9 Plano despiece de columnas Zona D 25
Figura 5–10 Plano planta Zona D 25
Figura 5–11 Memoria de cálculo 25
Figura 5–12 Localización de columnas E 26
Figura 5–13 Plano planta Zona E 26
Figura 5–14 Memoria de cálculo 26
Figura 6–1. Planta cimentación Zona A 30
Figura 6–2 Pórticos presentes en la estructura 33
Figura 6–3 Primer y segunda planta 34
Figura 6–4 Primer y segunda planta Sótano 34
Figura 6–5 Estructura de escalera 34
Figura 6–6 Rampas parqueadero 34
Figura 6–7 Planta cimentación Zona B 35
Figura 6–8 Placa entrepiso Zona B 36
Figura 6–9 Planta de entrepiso Zona B 36
Figura 6–10 Cubierta Zona B 36
Figura 6–11 Cubierta Zona B 36
Figura 6–12 Localización muro de contención. 37
Figura 6–13 Corte muro de contención 37
Figura 6–14 Estructura Zona C 38
Figura 6–15 Alzado de Estructura Zona C 38
Figura 6–16 Cubierta Estructura Zona C 38
Figura 6–17 Planta cimentación de Zona C 39
Figura 6–18 Vista variedad de niveles entre plantas 39
Figura 6–19 Cubierta Zona C 40

Figura 6–20 Localización de muro de contención 40
Figura 6–21 Alzado muro de contención 41
Figura 6–22 3D muro de contención 41
Figura 6–23 Estructura Zona D 41
Figura 6–24 Alzado de Estructura Zona D 42
Figura 6–25 Cubierta Estructura Zona D 42
Figura 6–26 Planta cimentación de Zona D 43
Figura 6–27 Vista variedad de niveles entre plantas 43
Figura 6–28 Localización de muro de contención (color azul) 44
Figura 6–29 Alzado muro de contención 44
Figura 6–30 3D muro de contención 44
Figura 6–31 Estructura Zona E 45
Figura 6–32 Alzado de Estructura Zona E 46
Figura 6–33 Cubierta Estructura Zona E 46
Figura 6–34 Planta cimentación de Zona E 46
Figura 6–35 Vista variedad de niveles entre plantas 47
Figura 7–1 Planta estructural Zona A 48
Figura 7–2 Planta estructural Zona B 48
Figura 7–3 Planta estructural Zona C 49
Figura 7–4 Planta nivel 7, distribución elementos estructuras 49
Figura 7–5 Planta nivel 7, distribución elementos estructuras 50
Figura 7–6 Modelo de computador para el análisis estructural del bloque A 54
Figura 7–7 Modelo matemático computacional para el análisis del bloque B 58
Figura 7–8 Modelo matemático computacional para el análisis del bloque C 62
Figura 7–9 Modelo matemático computacional para el análisis del bloque D 66
Figura 7–10 Modelo matemático computacional para el análisis del bloque E 70
Figura 8–1 Plano de cimentación general 71
Figura 8–2 Plano refuerzo de columnas 71
Figura 8–3 Definición del coeficiente de sobre resistencia para las combinaciones de carga 73
Figura 9–1. Espectro de aceleraciones para el chequeo estructural. 77
Figura 9–2. Modelo matemático 3D del bloque A 78
Figura 9–3 Espectro de aceleraciones para el chequeo estructural 79
Figura 9–4 Modelo matemático 3D Bloque B 81
Figura 9–5 Espectro de aceleraciones para el chequeo estructural 82
Figura 9–6 Modelo matemático 3D Bloque C 84
Figura 9–7 Espectro de aceleraciones para el chequeo estructural 85
Figura 9–8 Modelo matemático 3D Bloque D 87
Figura 9–9 Espectro de aceleraciones para el chequeo estructural 88
Figura 9–10 Modelo matemático 3D Bloque E 89
Figura 9–11. Modelo matemático 3D para análisis del bloque A. 91
Figura 9–12. Plantas de entrepiso. 91
Figura 9–13. Plantas de entrepiso. 92

Figura 9–14. Plantas de entrepiso. 92
Figura 9–15. Planta de cubierta. 93
Figura 9–16. Deformada por periodo fundamental de vibración. 93
Figura 9–17. Deformada por cargas gravitacionales. 94
Figura 9–18. Deformada por carga sísmica en dirección X. 94
Figura 9–19. Deformada por carga sísmica en dirección Y. 95
Figura 9–20. Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección X. 95
Figura 9–21. Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección Y. 96
Figura 9–22. Cargas axiales sobre los elementos estructurales. 96
Figura 9–23. Esfuerzo de cortante sobre los elementos estructurales. 97
Figura 9–24. Esfuerzos de flexión sobre los elementos estructurales. 97
Figura 9–25. Esfuerzos Internos a flexo-compresión de columna con sección de .40x.60 98
Figura 9–26 Esfuerzos internos pantalla estructural E=0.20m 98
Figura 9–27. Cargas reales a cimentación 99
Figura 9–28 Modelo matemático 3D Bloque B 100
Figura 9–29 Planta sotano1 y Basamento 100
Figura 9–30 Planta Nivel 1 y Cubierta 101
Figura 9–31 Deformada por periodo fundamental de vibración 101
Figura 9–32 Deformada por cargas gravitacionales 102
Figura 9–33 Deformada por carga sismica en dirección Y 103
Figura 9–34 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección x 103
Figura 9–35 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección Y 104
Figura 9–36 Cargas axiales sobre los elementos estructurales 104
Figura 9–37 Esfuerzo de cortante sobre los elementos estructurales 105
Figura 9–38 Esfuerzos de flexión sobre los elementos estructurales 105
Figura 9–39 Esfuerzos Internos a Flexo compresión de columna con sección de .40 106
Figura 9–40 Esfuerzos internos pantalla estructural E=0.20 m 106
Figura 9–41 Cargas reales a cimentación 107
Figura 9–42 Modelo matemático 3D Bloque C 108
Figura 9–43 Planta sotano1 y Basamento 108
Figura 9–44 Planta Nivel 1 y Nivel 2 109
Figura 9–45 Planta nivel 3 y nivel 4 109
Figura 9–46 Planta nivel 5 y cubierta 110
Figura 9–47 Deformada por periodo fundamental de vibración 110
Figura 9–48 Deformada por cargas gravitacionales 111
Figura 9–49 Deformada por carga sísmica en dirección X 111
Figura 9–50 Deformada por carga sísmica en dirección Y 112
Figura 9–51 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección x 112
Figura 9–52 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección Y 113
Figura 9–53 Cargas axiales sobre los elementos estructurales 113
Figura 9–54 Esfuerzo de cortante sobre los elementos estructurales 114
Figura 9–55 Esfuerzos de flexión sobre los elementos estructurales 114

Figura 9–56 Esfuerzos Internos a Flexo compresión de columna con sección de .40x.60 115
Figura 9–57 Esfuerzos internos pantalla estructural E=0.20 m 115
Figura 9–58 Cargas reales a cimentación 116
Figura 9–59 Modelo matemático 3D Bloque D 117
Figura 9–60 Planta sotano1 y Basamento 1 117
Figura 9–61 Basamento 2 y planta nivel 1.1 118
Figura 9–62 Planta Nivel 1.2 y planta 1.3 118
Figura 9–63 Planta Nivel 2.1 y planta 2.2 118
Figura 9–64 Planta Nivel 3.1 y planta 3.2 119
Figura 9–65 Planta Nivel 4.1 y planta 4.2 119
Figura 9–66 Planta Nivel 5 119
Figura 9–67 Planta Nivel 6 120
Figura 9–68 Planta Nivel 7 120
Figura 9–69 Planta Cubierta 120
Figura 9–70 Deformada por periodo fundamental de vibración 121
Figura 9–71 Deformada por cargas gravitacionales 121
Figura 9–72 Deformada por carga sísmica en dirección X 122
Figura 9–73 Deformada por carga sísmica en dirección Y 122
Figura 9–74 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección x 123
Figura 9–75 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección Y 123
Figura 9–76 Cargas axiales sobre los elementos estructurales 124
Figura 9–77 Esfuerzo de cortante sobre los elementos estructurales 124
Figura 9–78 Esfuerzos de flexión sobre los elementos estructurales 125
Figura 9–79 Esfuerzos Internos a Flexo compresión de columna con sección de .40x.50 125
Figura 9–80 Esfuerzos internos pantalla estructural E=0.20 m 126
Figura 9–81 Cargas reales a cimentación 126
Figura 9–82 Modelo matemático 3D Bloque E 128
Figura 9–83 Planta sotano1 y Basamento 128
Figura 9–84 Cubierta 129
Figura 9–85 Deformada por periodo fundamental de vibración 129
Figura 9–86 Deformada por cargas gravitacionales 130
Figura 9–87 Deformada por carga sísmica en dirección X 130
Figura 9–88 Deformada por carga sísmica en dirección Y 131
Figura 9–89 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección x 131
Figura 9–90 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección Y 132
Figura 9–91 Cargas axiales sobre los elementos estructurales 132
Figura 9–92 Esfuerzo de cortante sobre los elementos estructurales 133
Figura 9–93 Esfuerzos de flexión sobre los elementos estructurales 133
Figura 9–94 Esfuerzos Internos a Flexo compresión de columna con sección de .40x.60 134
Figura 9–95 Esfuerzos internos pantalla estructural E=0.20 m 134
Figura 9–96 Cargas reales a cimentación 135
Figura 9–97 Resistencia a la flexión en viga de carga de 0.60x0.60 136

Figura 9–98 Resistencia al corte en viga de carga de 0.60x0.60 136
Figura 9–99 Resistencia a la flexo-compresión en columna de .40x.60 estructura 137
Figura 9–100 Resistencia al cortante en columna de .40x.60 estructura 137
Figura 9–101 Resistencia pantalla estructural E=0.20 m 138
Figura 9–102. Índices de sobre esfuerzo. 141
Figura 9–103. Índice de sobre esfuerzo viga de carga .60x.60 - .80x.60 Nivel 2 Bloque A. 141
Figura 9–104. Índices de sobre esfuerzo. 142
Figura 9–105. Índice de sobre esfuerzo viga de sismo Nivel 3 0.40x0.60 142
Figura 9–106. Índice de sobre esfuerzo columna más crítica. 144
Figura 9–107. Índice de sobre esfuerzo de cortante en columna de .30x.90. 144
Figura 9–108. Índice de sobre esfuerzo en pantalla estructural e=.20m 145
Figura 9–109. Índice de sobre esfuerzo por cortante en pantalla estructural e=.20m 146
Figura 9–110. Momentos muro de contención. 146
Figura 9–111. Índice de sobre esfuerzo por cortante en muro contención e=.25m 147
Figura 9–112. Índice de sobre esfuerzo. 147
Figura 9–113 Secuencia de falla Bloque A 148
Figura 9–114 Índices de sobre esfuerzo 149
Figura 9–115 Índices de sobre esfuerzo viga de carga .60x.60 Bloque B 149
Figura 9–116 Índices de sobre esfuerzo 150
Figura 9–117 Índices de sobre esfuerzo viga de sismo 0.60x0.60 150
Figura 9–118 Índice de sobre esfuerzo columna más critica 152
Figura 9–119 Índice de sobre esfuerzo de cortante en columna de .30x.80 152
Figura 9–120 Índice de sobre esfuerzo en pantalla estructural e= .20m 153
Figura 9–121 índice de sobre esfuerzo por cortante en pantalla estructural e=.20m 153
Figura 9–122 Índice de sobre esfuerzo 155
Figura 9–123 Secuencia de falla Bloque B 155
Figura 9–124 Índices de sobre esfuerzo 156
Figura 9–125 Índices de sobre esfuerzo viga de carga .60x.60 Bloque C 156
Figura 9–126 Índices de sobre esfuerzo 157
Figura 9–127 Índices de sobre esfuerzo viga de sismo 0.40x0.60 157
Figura 9–128 Índice de sobre esfuerzo columna más critica 159
Figura 9–129 Índice de sobre esfuerzo de cortante en columna de .30x.80 159
Figura 9–130 Índice de sobre esfuerzo en pantalla estructural e= .20m 160
Figura 9–131 índice de sobre esfuerzo por cortante en pantalla estructural e=.20m 160
Figura 9–132 Índice de sobre esfuerzo 162
Figura 9–133 Secuencia de falla Bloque C 162
Figura 9–134 Índices de sobre esfuerzo 163
Figura 9–135 Índices de sobre esfuerzo viga de carga .60x.60 Bloque D 163
Figura 9–136 Índices de sobre esfuerzo 164
Figura 9–137 Índices de sobre esfuerzo viga de sismo 0.40x0.60 164
Figura 9–138 Índice de sobre esfuerzo columna más critica 166
Figura 9–139 Índice de sobre esfuerzo de cortante en columna de .40x.50 166

Figura 9–140 Índice de sobre esfuerzo en pantalla estructural e= .15m 167
Figura 9–141 índice de sobre esfuerzo por cortante en pantalla estructural e=.20m 167
Figura 9–142 Momentos muro de contención 168
Figura 9–143 Índice de sobre esfuerzo 169
Figura 9–144 Secuencia de falla Bloque D 169
Figura 9–145 Índices de sobre esfuerzo 170
Figura 9–146 Índices de sobre esfuerzo viga de carga .40x.60 Bloque E 170
Figura 9–147 Índices de sobre esfuerzo 171
Figura 9–148 Índices de sobre esfuerzo viga de sismo 0.30x0.60 171
Figura 9–149 Índice de sobre esfuerzo columna más critica 173
Figura 9–150 Índice de sobre esfuerzo de cortante en columna de .30x.80 173
Figura 9–151 Índice de sobre esfuerzo en pantalla estructural e= .20m 174
Figura 9–152 índice de sobre esfuerzo por cortante en pantalla estructural e=.20m 174
Figura 9–153 Índice de sobre esfuerzo 175
Figura 9–154 Secuencia de falla Bloque E 175
Figura 9–155. Deformada bajo carga sísmica en dirección X. 176
Figura 9–156. Derivas en dirección X. 176
Figura 9–157. Deformada bajo carga sísmica en dirección Y. 177
Figura 9–158 Derivas en dirección Y 177
Figura 9–159 Deformada bajo carga sísmica en dirección X 178
Figura 9–160 Derivas en dirección X 178
Figura 9–161 Deformada bajo carga sísmica en dirección Y 179
Figura 9–162 Derivas en dirección Y 179
Figura 9–163 Deformada bajo carga sísmica en dirección X 180
Figura 9–164 Derivas en dirección X 180
Figura 9–165 Deformada bajo carga sísmica en dirección Y 181
Figura 9–166 Derivas en dirección Y 181
Figura 9–167 Deformada bajo carga sísmica en dirección X 182
Figura 9–168 Derivas en dirección X 182
Figura 9–169 Deformada bajo carga sísmica en dirección Y 183
Figura 9–170 Derivas en dirección Y 183
Figura 9–171 Deformada bajo carga sísmica en dirección X 184
Figura 9–172 Derivas en dirección X 184
Figura 9–173 Deformada bajo carga sísmica en dirección Y 185
Figura 9–174 Derivas en dirección Y 185
Figura 9–175. Índice de flexibilidad Bloque A. 186
Figura 9–176 Índice de flexibilidad Bloque B 186
Figura 9–177 Índice de flexibilidad Bloque C 187
Figura 9–178 Índice de flexibilidad Bloque D 187
Figura 9–179 Índice de flexibilidad Bloque E 188

LISTA DE TABLAS

Tabla 5.1. Documentación existente de memorias de cálculo 17
Tabla 5.2. Documentación existente de planos estructurales 18
Tabla 5.3. Información documental adicional existente 20
Tabla 9.1.Datos del espectro de respuesta 76
Tabla 9.2 Avaluo de cargas Bloque A 77
Tabla 9.3.Información muros de contención 78
Tabla 9.4 Datos del espectro de respuesta 79
Tabla 9.5 Avalúo de cargas Bloque B 80
Tabla 9.6. Información muros de contención 80
Tabla 9.7 Datos sisimicos Bloque B 81
Tabla 9.8 Datos del espectro de respuesta 82
Tabla 9.9 Avalúo de cargas Bloque C 83
Tabla 9.10. Información muros de contención 83
Tabla 9.11 Datos sisimicos Bloque C 84
Tabla 9.12 Datos del espectro de respuesta 85
Tabla 9.13 Avalúo de cargas Bloque D 86
Tabla 9.14. Información muros de contención 86
Tabla 9.15 Datos sisimicos Bloque D 87
Tabla 9.16 Datos del espectro de respuesta 88
Tabla 9.17 Avalúo de cargas Bloque E 89
Tabla 9.18 Datos sisimicos Bloque E 90
Tabla 9.19. Resultados análisis dinámico estructura Bloque A 99
Tabla 9.20 Resultados análisis dinámico estructura Bloque B 107
Tabla 9.21 Resultados análisis dinámico estructura Bloque C 116
Tabla 9.22 Resultados análisis dinámico estructura Bloque D 127
Tabla 9.23 Resultados análisis dinámico estructura Bloque E 135

ANEXO 1- AVALÚOS Y ANÁLISIS SÍSMICO
ANEXO 2- ÍNDICES DE SOBRE RESISTENCIA (DCCAD 3)
ANEXO 3- DATOS ETABS

ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ – CUNDINAMARCA Y AMAZONAS

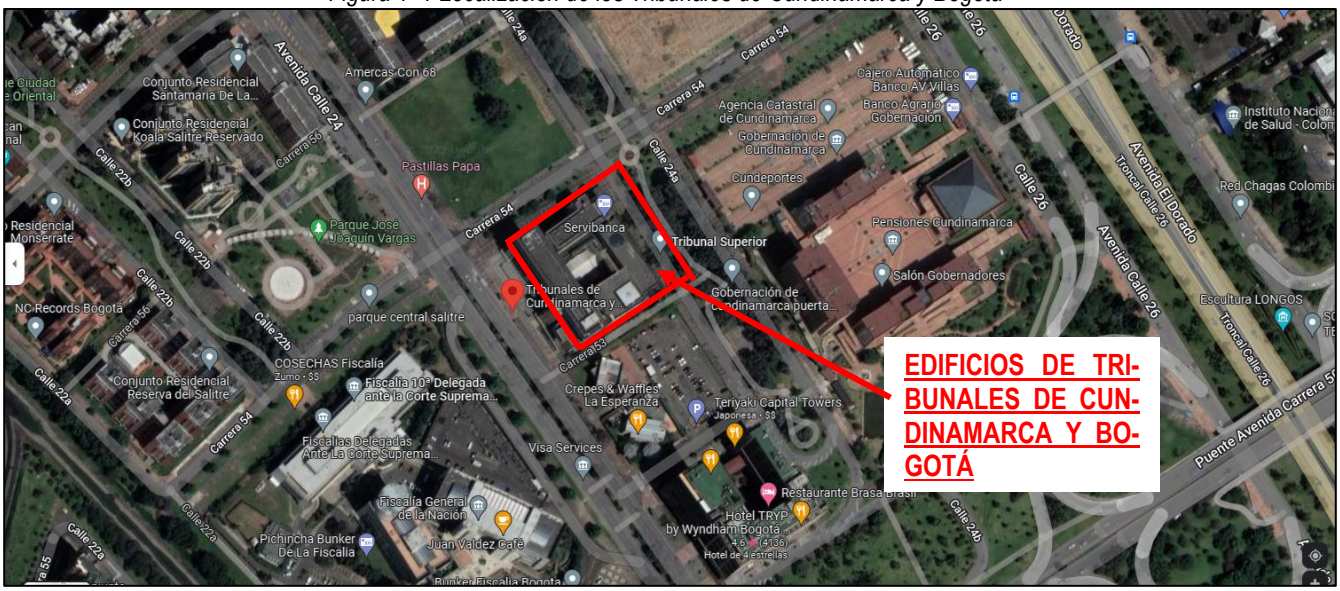
Figura 1–1. Vista general del modelo 3D de los Tribunales



Fuente: Levantamiento arquitectónico - Revit

1 LOCALIZACIÓN Y GENERALIDADES DEL PROYECTO

Figura 1–1 Localización de los Tribunales de Cundinamarca y Bogotá



Fuente: Google Maps

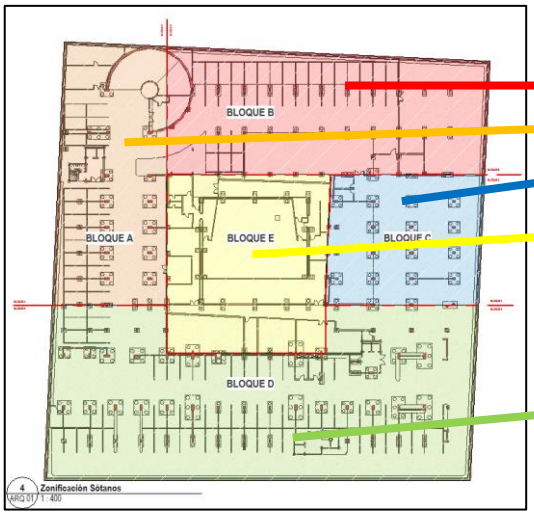
El complejo en estudio corresponde a los Tribunales de Cundinamarca y Bogotá los cuales se localizan en la **Avenida La Esperanza # 54 de Bogotá, D.C.** ciudad clasificada como **zona de amenaza sísmica intermedia** de acuerdo con NSR-10. El proyecto se localiza en la zona definida como **Lacustre 300** con base en el Decreto 523 de 2010 – MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE BOGOTÁ.

El presente informe describe el **estudio de vulnerabilidad y patología estructural** del complejo descrito a la luz del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Este documento y estudio se convertirá en la base técnica de las posibles propuestas de reforzamiento estructural.

2 GENERALIDADES DEL PROYECTO

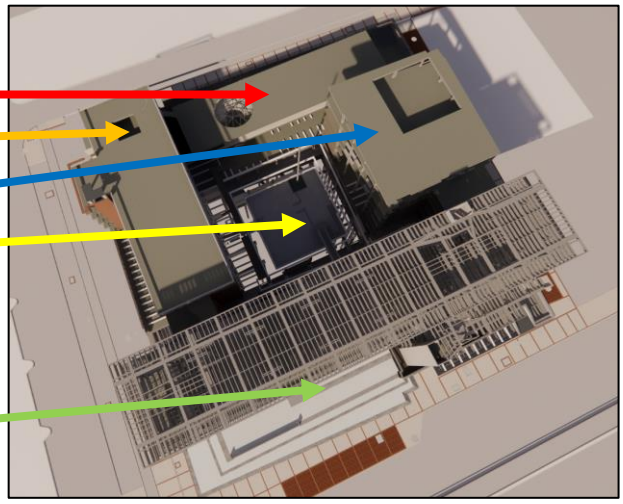
El complejo en estudio llamado TRIBUNALES DE CUNDINAMARCA Y BOGOTÁ cumplen la importante función social de impartir justicia y decidir los asuntos judiciales provenientes los juzgados circuitos de todas las especialidades del Distrito Judicial de Bogotá, entre otras funciones[1]. Su infraestructura es un complejo constituido por varias edificaciones que presentan dos sótanos y diferentes niveles de altura.

Figura 2–1 Identificación de undidades estructurales



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos - Revit

Figura 2–2 Vista tridimensional de las cubiertas de los Tribunales



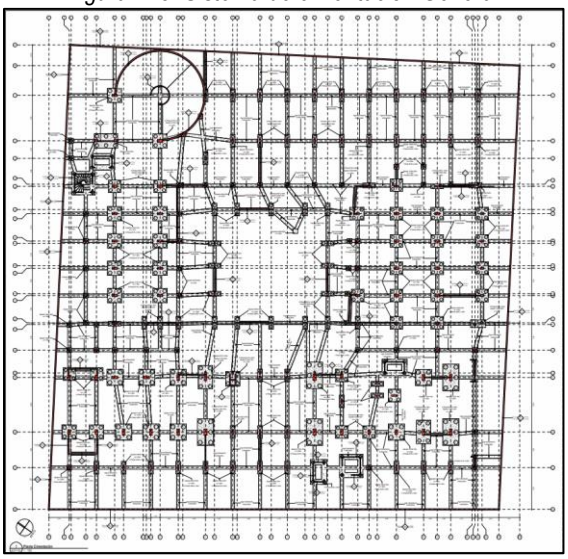
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos - Revit

El complejo TRIBUNALES DE CUNDINAMARCA Y BOGOTÁ se compone por cinco (5) estructuras principales como se presenta en la figura 2.1 y figura 2.2, como lo son **zona A, B, C, D y E.** Cada zona abarca una estructura con características geométricas independientes. De forma general todas las zonas presentan dos niveles de sótanos, con un **sistema de cimentación profunda**, compuesto por dados de cimentación de diferentes secciones, con pilotes de 30 metros de longitud, adicionalmente se presentan muros de contención alrededor del sistema de cimentación. La superestructura de todas las zonas atienda a un tipo de sistema estructural de resistencia sísmica en concreto reforzado de pórticos y sistema combinados

[1] Información obtenida de: https://www.ramajudicial.gov.co/web/secretaria-general/informacion-general/funciones.

con **Disipación de Energía Moderada (DMO)** con muros pantalla localizados en zonas como puntos fijos, lo anterior según planos y memorias suministrados. Considerando que el análisis y diseño de estas estructuras fue bajo el marco normativo del código colombiano de construcción sismo resistente (Decreto 1400 / 84).

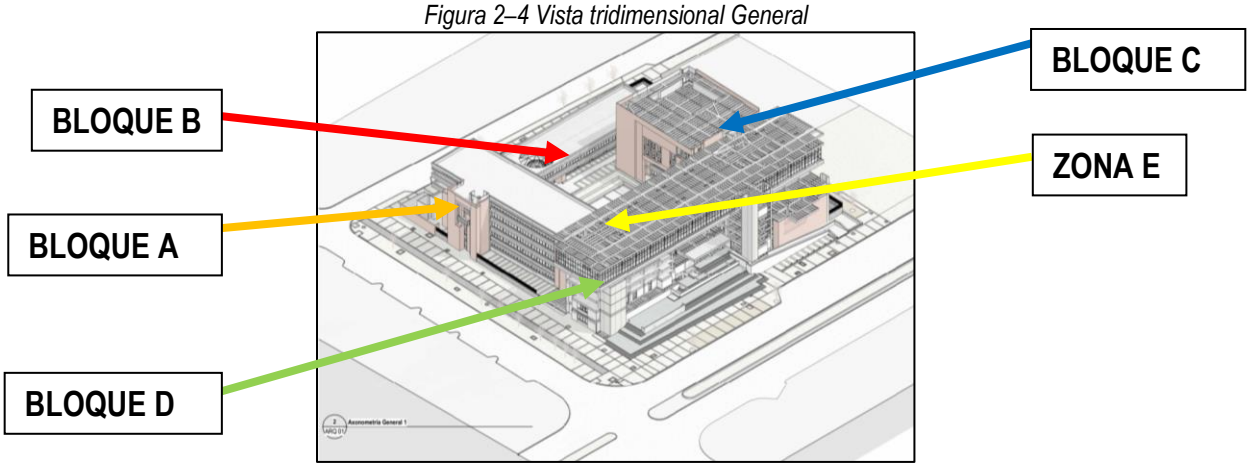
Figura 2–3. Sistema de cimentación General



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos - Revit

Desde el nivel de basamento (N+0.00) hacia los niveles superiores cada estructura presenta distintos pisos de altura a excepción de la zona E, que presenta un área que hace de plazoleta central incluyendo puentes y rampas de acceso. La estructura de la zona A presenta 5 niveles por encima del nivel de basamento; La estructura de la zona B presenta 2 niveles por encima del nivel de basamento; La estructura de la zona C presenta 6 niveles por encima del nivel de basamento; Y la estructura de la zona D presenta 8 niveles por encima del nivel de basamento.

Figura 2–4 Vista tridimensional General



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

La consultoría de la estructura de TRIBUNALES DE CUNDINAMARCA Y BOGOTÁ se realizó en fechas cercas al 16 de octubre de 1991, según planos estructurales obtenidos.

De forma general, la estructura edificación tiene un aspecto superficial normal, acorde con su edad de construcción, sin presencia de fallas, grietas, anomalías y otras patologías estructurales que indicaran inestabilidad local o global. En otras palabras, aunque la estructura presenta algunos daños localizados que han sido registrados y evidenciados en el informe patológico, **la estructura no presenta deterioros que puedan conducir a un colapso o que sugieran pérdidas significativas de resistencia de los elementos estructurales,** caso contrario, las condiciones habitabilidad y servicio han implicado labores de mantenimiento y conservación buenas.

3 OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO PRINCIPAL

Realizar los estudios de patología y vulnerabilidad sísmica de los edificios TRIBUNALES DE CUNDINAMARCA, BOGOTÁ Y AMAZONAS a la luz del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, para proyectar el posible reforzamiento estructural y actualización sísmica.

3.2 OBJETIVOS SECUNDARIOS

- Realizar una recopilación previa de información técnica disponible que permita conocer los métodos constructivos, la ejecución y las propiedades de la estructura en estudio.
- Realizar un reconocimiento general de la edificación y sus elementos estructurales.
- Verificar las afectaciones presentes en el sistema estructural de la estructural que se puedan relacionar con comportamientos inadecuados ante situaciones de sobrecargas.
- Calificar los sistemas estructurales de las edificaciones existentes que componen el complejo de los Tribunales.
- Explorar e identificar las características de las cimentaciones de las estructuras en estudio.
- Identificar las capacidades de disipación de energía de las edificaciones existentes.
- Cumplir con lo enunciado en las etapas 1 a 10 del procedimiento de la evaluación de la intervención de acuerdo con A.10.1.4 del NSR-10 (cálculo de la vulnerabilidad sísmica y vulnerabilidad estructural).
- De acuerdo con los resultados, evaluar las posibles alternativas de reforzamiento estructural considerando el funcionamiento continuo de la infraestructura y la mínima intervención posible.

4 REGLAMENTACIÓN VIGENTE

- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10:
  - Capítulo A.10 – EVALUACIÓN E INTERVENCIÓN DE EDIFICACIONES CONSTRUIDAS ANTES DE LA VIGENCIA DE LA PRESENTE VERSIÓN DEL REGLAMENTO.
  - Título C – CONCRETO ESTRUCTURAL.
- Decreto 926 de 2010.
- Decreto 2525 de 2010.
- Decreto 092 de 2011.
- Decreto 340 de 2012.
- Decreto 945 de 2017
- ACI 318-08.

5 INFORMACIÓN PREVIA DISPONIBLE

La información previa disponible se discrimina en dos grandes grupos: Información existente de la construcción (planos, memorias de cálculo, especificaciones de construcción, etc.) e información levantada mediante trabajo de campo. El trabajo de campo ha sido enfocado en verificar la información existente y complementar o investigar la información faltante necesaria para una adecuada valoración y evaluación estructural.

5.1 INFORMACIÓN EXISTENTE

Corresponde a la información conformada por archivos de memorias de cálculo y planos estructurales presentados al Departamento Administrativo de Planeación Distrital en el año 1991. A continuación, se muestra el inventario de la información consultada.

Tabla 5.1. Documentación existente de memorias de cálculo

NOMBRE DEL ARCHIVO	FECHA DE GENERACIÓN	NÚMERO DE PÁGINAS	DESCRIPCIÓN
Memoria de calculos 1-2.pdf	16/Octubre/1991	207	Primera parte de las memorias de cálculo estructural de los bloques A, B, C D y E. En este documento se muestra el nombre del proyecto, la localización, la descripción general, las especificaciones de materiales, la norma de diseño, la tabla de contenido, el análisis sísmico de cada bloque y el diseño de vigas.
Memorias de calculos 2-2.pdf	16/Octubre/1991	128	Segunda parte de las memorias de cálculo estructural de los bloques A, B, C D y E. Muestra el diseño de vigas, columnas, diseño de escaleras, diseño del sistema de contención y cimentación
Estudio Computador Zon A.pdf	16/Octubre/1991	131	Anexo de las memorias de cálculo que muestra el estudio computarizado de la zona A.
Estudio Computador Zon B.pdf	16/Octubre/1991	128	Anexo de las memorias de cálculo que muestra el estudio computarizado de la zona B.
Estudio Computador Zon C.pdf	16/Octubre/1991	225	Anexo de las memorias de cálculo que muestra el estudio computarizado de la zona C.
Estudio Computador Zon D 1-2.pdf	16/Octubre/1991	202	Anexo de las memorias de cálculo que muestra la primera parte del estudio computarizado de la zona D.
Estudio Computador Zon D 2-2.pdf	16/Octubre/1991	161	Anexo de las memorias de cálculo que muestra la segunda parte del estudio computarizado de la zona D.
Estudio Computador Zon E.pdf	16/Octubre/1991	86	Anexo de las memorias de cálculo que muestra el estudio computarizado de la zona E.

Tabla 5.2. Documentación existente de planos estructurales

NOMBRE DEL ARCHIVO	FECHA DE GENERACIÓN	NÚMERO DE PÁGINAS	DESCRIPCIÓN
Información de cimentación: Dados tipo 1 a 13.pdf Dados tipo 14 a 17.pdf Despiece cimentacion.pdf Despiece de cimentacion.pdf	Octubre de 1990	4	Planos con ingeniería de detalle, despiece de dados de cimentación, despiece de elementos de contención, despiece de vigas de cimentación
Información de Columnas: Columnas basamento piso 1 y 2 zona a.pdf Columnas basamento zona D.pdf Columnas piso 2,3,4,5 zon c.pdf Columnas piso 3,4 zona A.pdf columnas piso 6 y 7 zona D.pdf columnas Planta cuarto pizo zona D.pdf Columnas primer piso zona b.pdf columnas primer piso Zona D.pdf Columnas primer sotano Zona E.pdf Columnas quinto piso zona D.pdf Columnas segundo piso Zona D.pdf Columnas sotano 1 zona B.pdf Columnas Sotano 1 Zona D.pdf Columnas sotano zona A.pdf Columnas sotano, basamento primer pis... Columnas zona D.pdf columnasPlanta tercer piso zona D.pdf Despiece columnas zona A 2.pdf Despiece columnas Zona A.pdf Despiece columnas zona B.pdf Despiece columnas zona C.pdf Despiece columnas zona D 2.pdf Despiece columnas zona D 3.pdf Despiece columnas zona D 4.pdf Despiece columnas zona D 5.pdf Despiece columnas zona D.pdf Despiece columnas Zona E 3.pdf despiece colunas zona C.pdf Despieces columnas zona E.pdf	Octubre de 1990	29	Planos con ingeniería de detalle, despiece de columnas y muros estructurales

Información de escaleras: Escalera n11 y n 12.pdf Escalera No 7.pdf Escalera No 8.pdf Escaleras de acceos.pdf Escaleras de acceso.pdf Escaleras No 1 y 2.pdf Escaleras No 3 y 4.pdf Escaleras No 5.pdf Escaleras No 6, 9 y 10.pdf	Octubre de 1990	131	Planos con ingeniería de detalle que indican los despieces de las escaleras.
Información de plantas: Planta basamento 1-2.pdf Planta basamento 2-2.pdf Planta basamento cubierta zona E.pdf Planta cimentacion 1-2.pdf Planta cimentacion 2-2.pdf Planta cuarto piso 1-2.pdf Planta cubierta alternativa 2 Zona E.pdf Planta cubiertas 1-2.pdf Planta cubiertas 2-2.pdf Planta cubiertas a y c.pdf Planta cubiertas zona b y d.pdf Planta curto piso 2-2.pdf Planta primer piso 1-2.pdf Planta primer piso 2-2.pdf Planta primer sotano 1-2.pdf Planta primer sotano 2-2.pdf Planta quinto piso 1-2.pdf Planta quinto piso 2-2.pdf Planta segundo piso 1-2.pdf Planta segundo piso 2-2.pdf Planta sexto piso 1-2.pdf Planta sexto piso 2-2.pdf Planta tercer piso 1-2.pdf Planta tercer piso 2-2.pdf	Octubre de 1990	24	Planos con las plantas estructurales de los bloques.

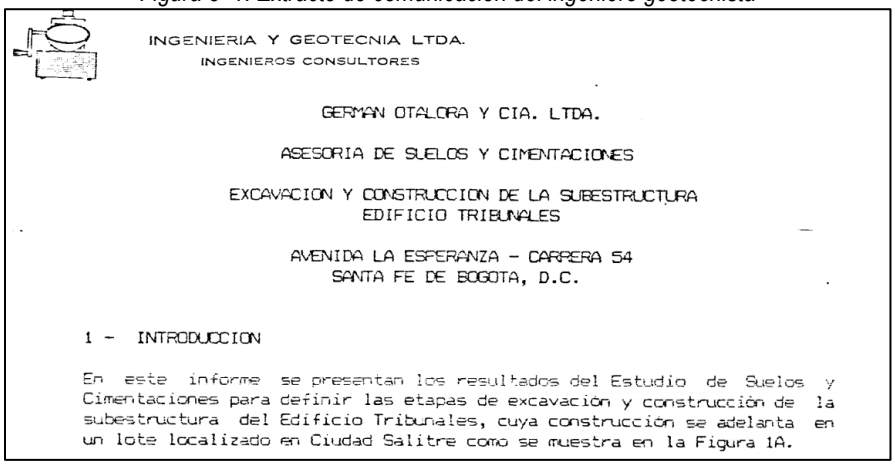
	Despiece vigas zon b.pdf despiece vigas zon c 2.pdf Despiece vigas zon C.pdf Despiece vigas zon D4.pdf Despiece vigas zona a.pdf Despiece vigas zona a2.pdf Despiece vigas zona A3.pdf Despiece vigas zona B2.pdf Despiece vigas zona C.pdf Despiece vigas zona D 2.pdf Despiece vigas Zona D 3.pdf Despiece vigas zona D 6.pdf Despiece vigas zona D 7.pdf Despiece vigas zona D.pdf Despiece vigas zona D5.pdf Despiece vigas zona E 2.pdf Despiece vigas zona E.pdf Despieces vigas zon D.pdf Despieces.pdf Viga 25,26- de 30 a 40.pdf	Octubre de 1990	20	Planos con ingeniería de detalle que indican el despiece de las vigas de concreto reforzado de las placas aéreas.

Tabla 5.3. Información documental adicional existente

NOMBRE DEL ARCHIVO	DESCRIPCIÓN
1. ALTERNATIVAS PARA LA EXCAVACION.pdf 2. ANALISIS EXC Y PRESUP ESTUDIO DE SUELOS.pdf 3. ASESORIA GEOTECNICA MARZ-92.pdf 4. ASESORIA GEOTECNICA.pdf 5. CANT CONCRETOS Y REFUERZO.pdf 6. CANTIDADES REFUERZO LOZA.pdf 7. cartera de nivel 1.pdf 8. CARTERA DE TRANSITO 1.pdf 9. CARTERA NIVEL 4.pdf 9.1 CERPETA DE NIVEL 4 (2).pdf 10. CONTROL VOL EXCAVACION.pdf 11. CONTROL VOLUMEN EXCAVACION.pdf 12. ENSAYO GEOTECNICOS.pdf 13. EXC Y CONSTRUCCION SUPERESTRUCTURA.pdf 14. FISURA PRINCIPAL VI A EJE 9.pdf 15. EFECTO DEL TIEMPO EN LOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD Y DEFORMACIÓN EN L... 16. INF. PRIM ETAPA ASESORIA EOTECNICA.pdf 17. INFORME GEOTECNICO OCTUBRE jOSE M TAMAYO.pdf 18. RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CARGA EFECTUADA AL PILOTO.pdf 19. RESPUESTA A MODIFICACIONES DEL SISTEMA CONSTUCTIVO Y DE EXCAVACION.pdf 20. LECTURA INCLINOMETRO.pdf 21. LOC PERFORECION 2.pdf 22. LOCALIZ PERFORACIONES 1.pdf 23. LOCALIZACION PERFORACIONES 1.pdf	Información variada relacionada con comunicaciones de los consultores, procesos constructivos, lecturas topográficas, lecturas de deformaciones de contenciones, resultados de ensayos, etc.

	24. LOCALIZACION SONDEOS.pdf 25. MEMORIA CANT OBRA ACERO REF..pdf 26. NIVE LACION TERRENO.pdf 27. PERFIL ESTRATIRAFICO 2.pdf 28. PERFILES ESTRATIRAFICOS.pdf 29. PRESUPUESTO OBRA ESTRUCTURA-95.pdf 30. PROPUESTA ASESORIA EOTECNICA.pdf 31. PRUEBA CARG INF 2862-91.pdf 32. PRUEBA DE CAR A (2).pdf 32.1 PRUEBA DE CAR A (3).pdf 32.2 PRUEBA DE CAR A.pdf 33. prueba de cara de pilote.pdf 34. PRUEBA DE CARA.pdf 35. Personal Prueba de pilotes tribunales de Bogotá y Cundinamarca.pdf 36. RUEBA DE CAR A.pdf 37. SONDEOS 1-2-3.pdf 38. SONDEOS 4- 5.pdf 39. SONDEOS A.pdf 40. SONDEOS B.pdf 41. EXCAVACION Y CONSTRUCCION SUBESTRUCTURA.pdf 42. UNITARIOS POZOS EYECTORES.pdf 43.VOLUMEN DE EXCAVACION.pdf 44. VOLUMEN DIARIO CONCRETO.pdf 45. ASEORIA GEOTECNICA MAYO - 92.pdf 46. ASESORIA GEOTECNICA FEBR- 92.pdf 47. PROCESO CONSTR. CIMENTACION Y EXCAV.. ENERO-92.pdf 48. PROPUESTA ASESORIA GEOTECNICA FEBR -95.pdf 49. PROPUESTA INF. GEOTECNICO FEBR. -93.pdf 50.PROPUESTA PERF. LOTE TRIBUNALES SEP.- 91.pdf	Información variada relacionada con comunicaciones de los consultores, procesos constructivos, lecturas topográficas, lecturas de deformaciones de contenciones, resultados de ensayos, etc.

Figura 5–1. Extracto de comunicación del ingeniero geotecnista



INGENIERIA Y GEOTECNIA LTDA.
INGENIEROS CONSULTORES

GERMAN OTALORA Y CIA. LTDA.

ASESORIA DE SUELOS Y CIMENTACIONES

EXCAVACION Y CONSTRUCCION DE LA SUBESTRUCTURA
EDIFICIO TRIBUNALES

AVENIDA LA ESPERANZA - CARRERA 54
SANTA FE DE BOGOTA, D.C.

1 - INTRODUCCION

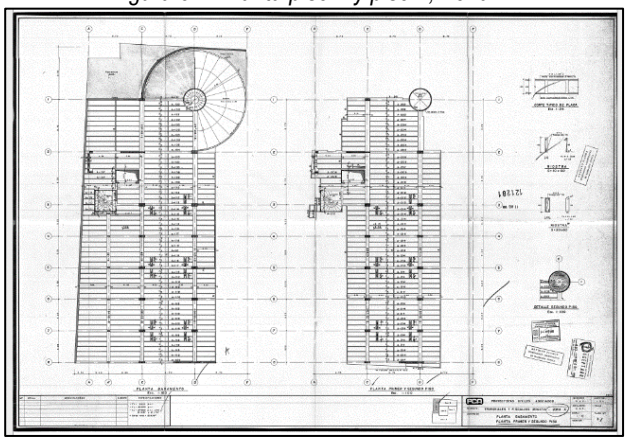
En este informe se presentan los resultados del Estudio de Suelos y Cimentaciones para definir las etapas de excavación y construcción de la subestructura del Edificio Tribunales, cuya construcción se adelanta en un lote localizado en Ciudad Salitre como se muestra en la Figura 1A.

Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital

5.1.1 Bloque A

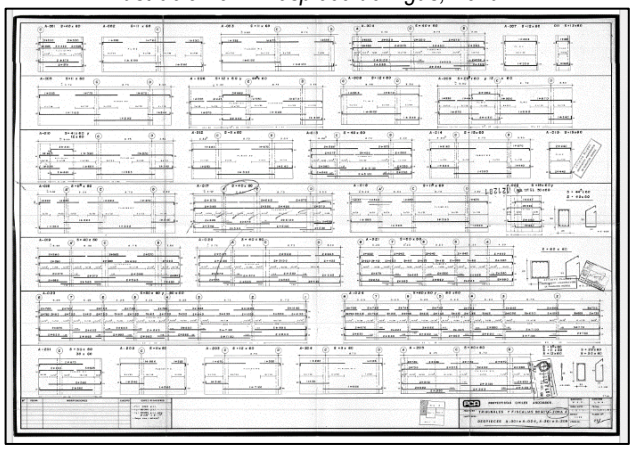
A continuación, se muestran figuras con la ingeniería de detalle existente en el archivo consultado correspondientes al bloque A.

Figura 5–2 Planta piso 1 y piso 2, Zona A.



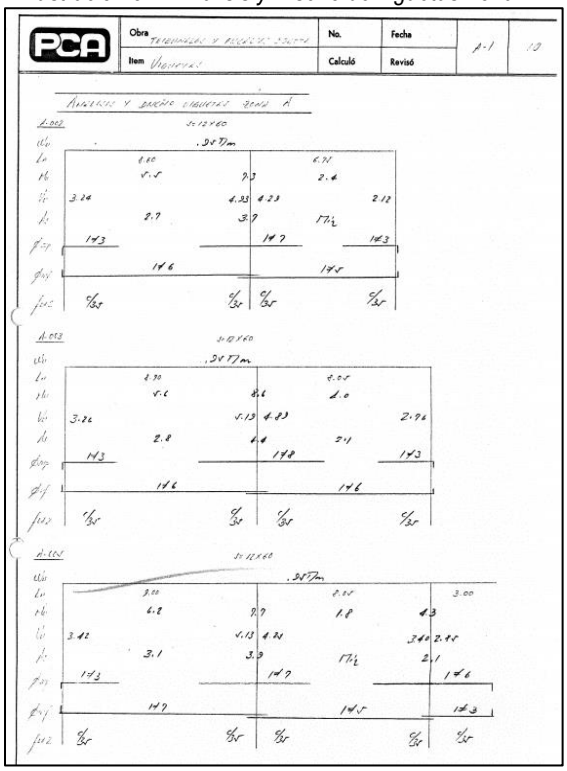
Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital (Zona A, Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, Plano 3.

Ilustración 5-1. Despiece de vigas, Zona A.



Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital (Zona A, Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, Plano 27.

Ilustración 5-2. Análisis y Diseño de viguetas Zona A.

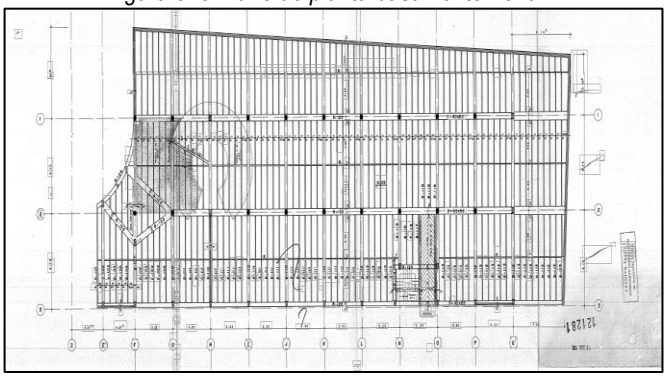


Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital (Zona A, Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, memoria de cálculo.

5.1.2 Bloque B

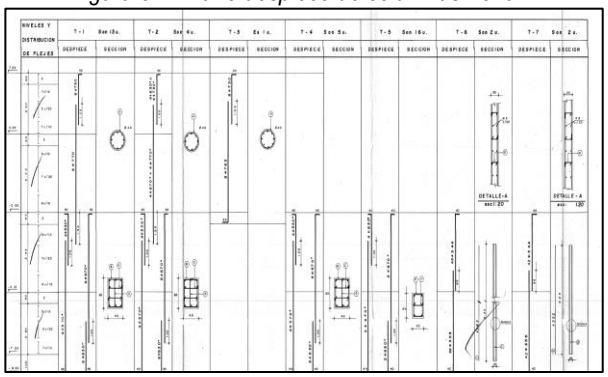
A continuación, se muestran figuras con la ingeniería de detalle existente en el archivo consultado correspondientes al bloque B.

Figura 5–3 Plano de planta basamento Zona B



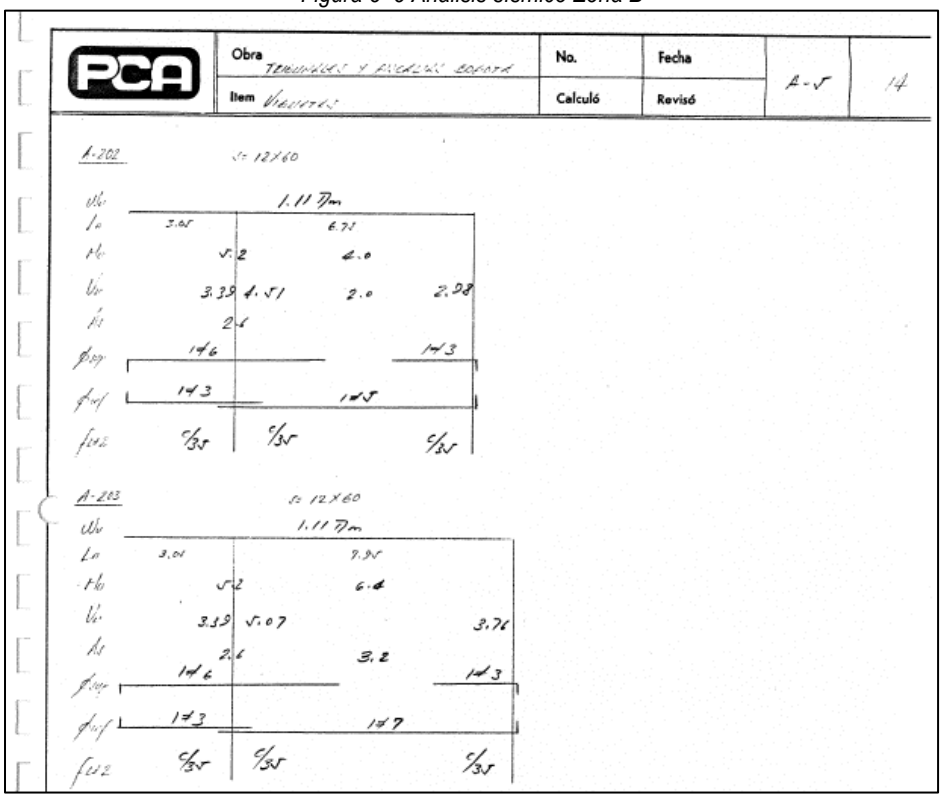
Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital, Zona B Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, plano 7.

Figura 5–4 Plano despiece de columnas Zona B



Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital, Zona B Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, plano 47

Figura 5–5 Análisis sísmico Zona B

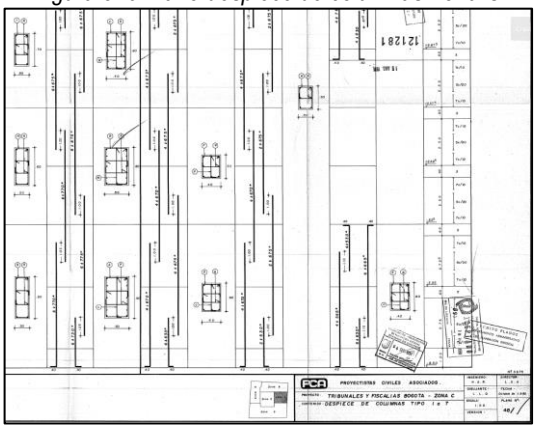


Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital Zona B Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, memoria de cálculo

5.1.3 Bloque C

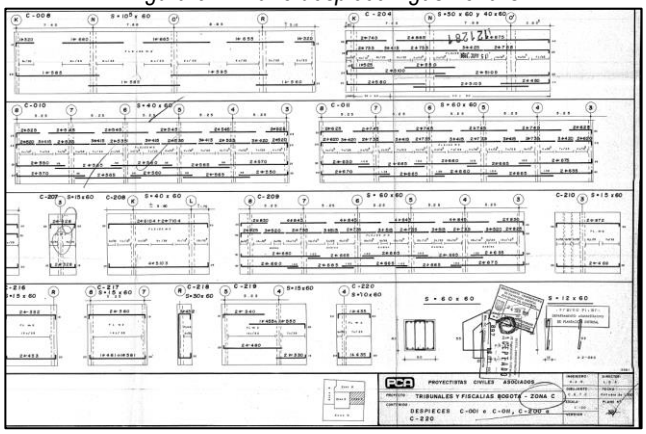
A continuación, se muestran figuras con la ingeniería de detalle existente en el archivo consultado correspondientes al bloque B.

Figura 5–6 Plano despiece de columnas Zona C



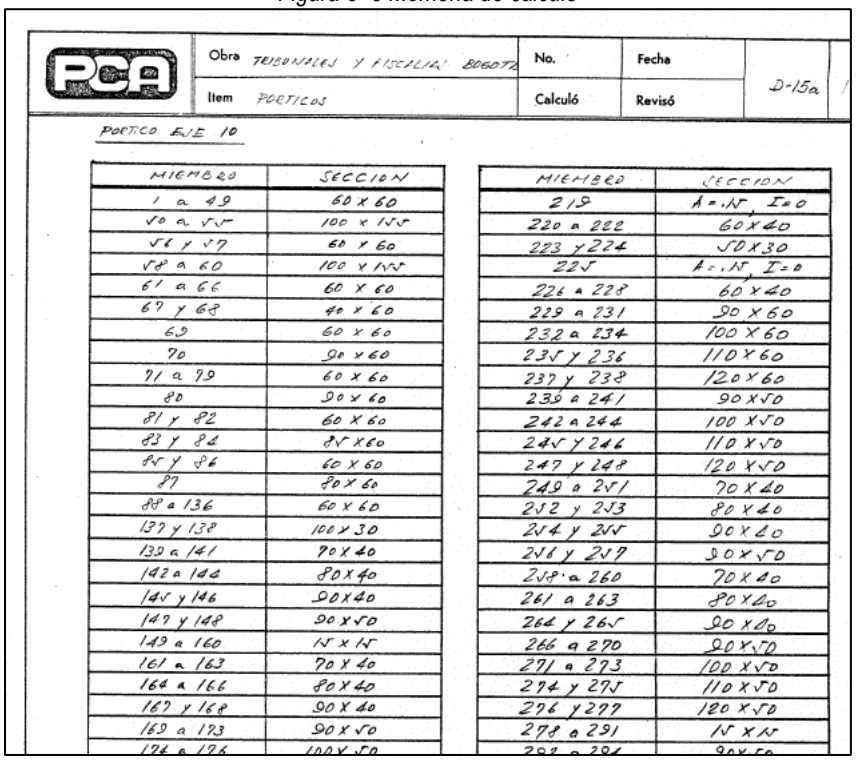
Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital, Zona D Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, plano 48.

Figura 5–7 Plano despiece vigas Zona C



Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital, Zona D Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, plano 32

Figura 5–8 Memoria de cálculo



PCA — Obra: TRIBUNALES Y FISCALIA BOGOTA — No. — Fecha — D-15a
Item: PORTICOS — Calculó — Revisó

PORTICO EJE 10

MIEMBRO	SECCION
1 a 49	60 X 60
50 a 55	100 X 155
56 y 57	60 X 60
58 a 60	100 X 155
61 a 66	60 X 60
67 y 68	40 X 60
69	60 X 60
70	90 X 60
71 a 79	60 X 60
80	90 X 60
81 y 82	60 X 60
83 y 84	85 X 60
85 y 86	60 X 60
87	80 X 60
88 a 136	60 X 60
137 y 138	100 X 30
139 a 141	70 X 40
142 a 144	80 X 40
145 y 146	90 X 40
147 y 148	90 X 50
149 a 160	15 X 15
161 a 163	70 X 40
164 a 166	80 X 40
167 y 168	90 X 40
169 a 173	90 X 50
174 a 176	100 X 50

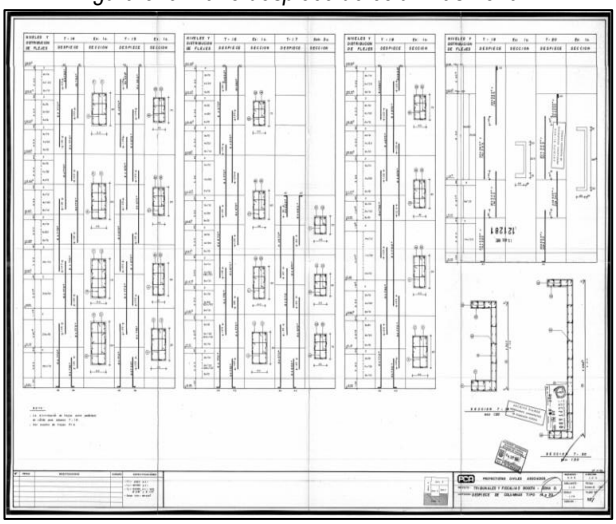
MIEMBRO	SECCION
215	A=.15, I=0
220 a 222	60 X 40
223 y 224	50 X 30
225	A=.15, I=0
226 a 228	60 X 40
229 a 231	90 X 60
232 a 234	100 X 60
235 y 236	110 X 60
237 y 238	120 X 60
239 a 241	90 X 50
242 a 244	100 X 50
245 y 246	110 X 50
247 y 248	120 X 50
249 a 251	70 X 40
252 y 253	80 X 40
254 y 255	90 X 40
256 y 257	90 X 50
258 a 260	70 X 40
261 a 263	80 X 40
264 y 265	90 X 40
266 a 270	90 X 50
271 a 273	100 X 50
274 y 275	110 X 50
276 y 277	120 X 50
278 a 291	15 X 15
292 a 294	90 X 50

Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital, Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, memoria de cálculo

5.1.4 Bloque D

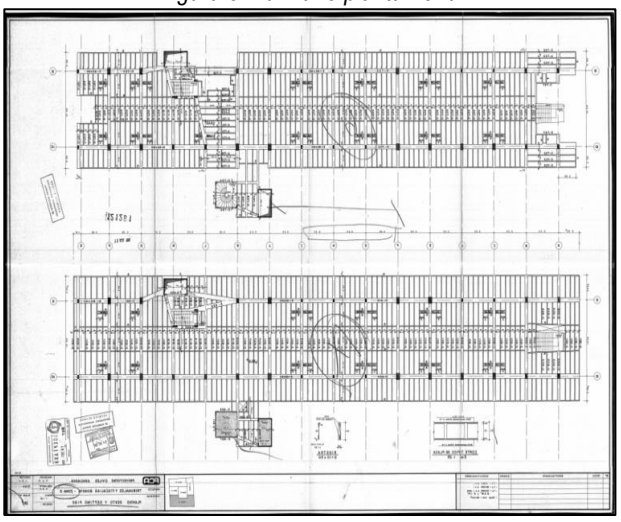
A continuación, se muestran figuras con la ingeniería de detalle existente en el archivo consultado correspondientes al bloque D.

Figura 5–9 Plano despiece de columnas Zona D



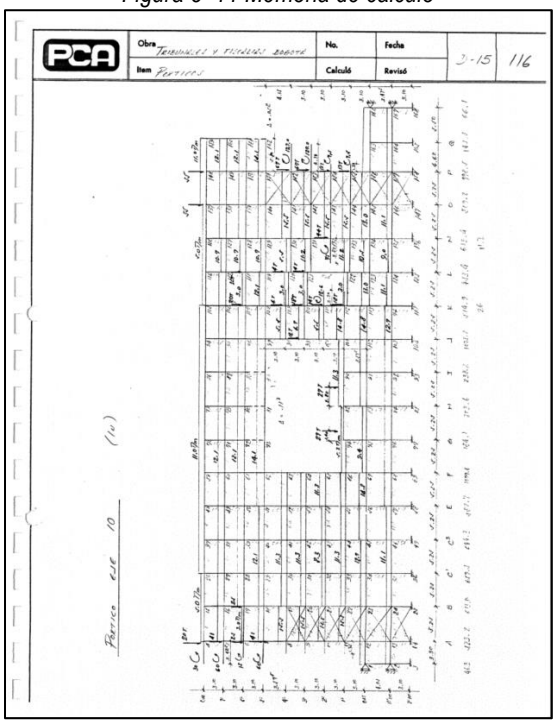
Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital, Zona D Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, plano 52.

Figura 5–10 Plano planta Zona D



Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital, Zona D Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, plano 19

Figura 5–11 Memoria de cálculo

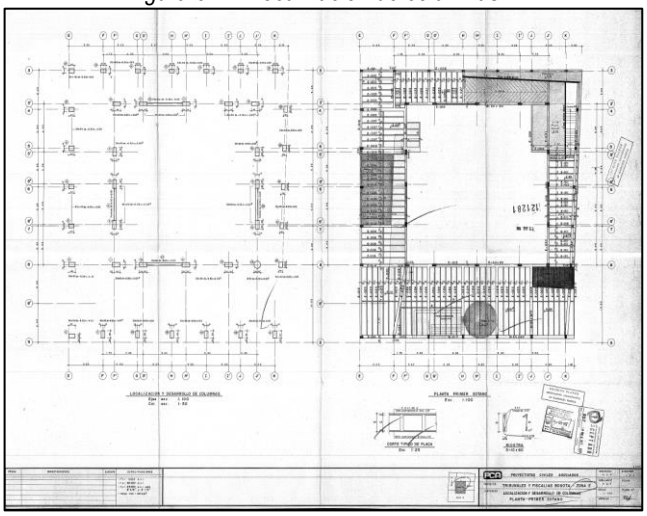


Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital, Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, memoria de cálculo

5.1.5 Bloque E

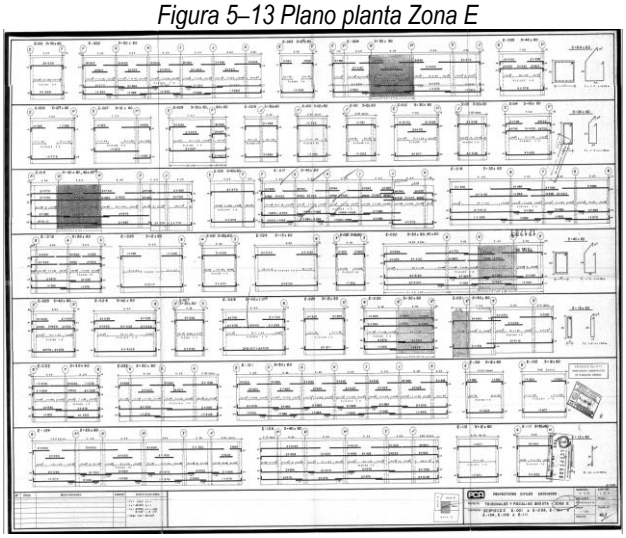
A continuación, se muestran figuras con la ingeniería de detalle existente en el archivo consultado correspondientes al bloque E.

Figura 5–12 Localización de columnas E



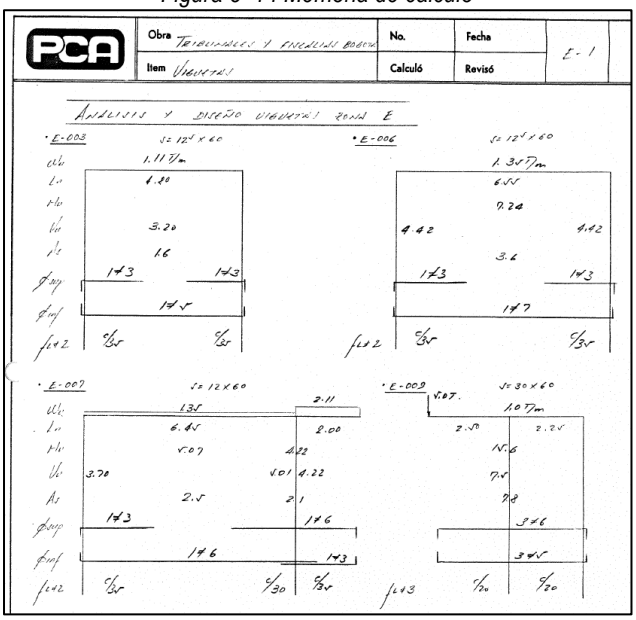
Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital, Zona E Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, plano 20.

Figura 5–13 Plano planta Zona E



Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital, Zona E Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, plano 43

Figura 5–14 Memoria de cálculo



Fuente: Archivo del departamento administrativo de planeación distrital, Tribunales y fiscalía Bogotá, PCA, memoria de cálculo

5.2 INFORMACIÓN OBTENIDA MEDIANTE TRABAJO DE CAMPO Y OFICINA

El trabajo de campo se ha enfocado en validar la información definida en la documentación existente y realizar labores de exploración para determinar aquellas variables necesarias para una evaluación a la luz de la Reglamentación actual vigente. En consecuencia, el trabajo de exploración realizado se enfocó principalmente en tres aspectos:

- Validación de la información arquitectónica y estructural encontrada en los planos existentes.
- Desarrollo de una exploración geotécnica para establecer parámetros geotécnicos y sísmicos.
- Determinación de las características físicas y mecánicas de los materiales de construcción principalmente concreto y acero de refuerzo.
- Desarrollo de estudio de patología estructural (es una de las bases para el desarrollo del estudio de vulnerabilidad estructural).

El desarrollo de las actividades mencionadas anteriormente implicó:

- **Creación de un modelo tridimensional en Revit con el proyecto arquitectónico y estructural**. Producto de esta modelación se obtienen los **planos arquitectónicos y estructurales de la edificación existente.**
- **Extracción, falla a la compresión y cálculo de densidad de 105 cilindros de concreto** para la caracterización del material de vigas y columnas de todos los bloques (ensayos destructivos).
- **Extracción, falla a la compresión y cálculo de densidad de 10 cilindros** de concreto para la caracterización del material de dados de cimentación (ensayos destructivos).
- **Ejecución de ensayos de módulo de elasticidad de 4 cilindros de concreto** (ensayos destructivos).
- **Ejecución de 120 ensayos de esclerometría** para determinación de la resistencia a la compresión del concreto (ensayos no destructivos).
- **Desarrollo de 110 lecturas con ferroscan** para la localización y determinación de las barras de refuerzo (ensayos no destructivos).
- **Ejecución de 3 regatas** para la inspección directa del acero de refuerzo (ensayos destructivos).
- **Desarrollo de 36 ensayos de velocidad de onda de ultrasonido** para determinación de características físicas y mecánicas del concreto (ensayo no destructivo).
- Ejecución de 20 ensayos de profundidad de carbonatación para validación de la propiedad de despasivación del concreto (ensayo no destructivo).
- Estudio de suelos con 12 sondeos que alcanzaron una profundidad de 47 m con relación al nivel cero del proyecto (2 fuera de proyección y 10 segundo sótano).

Con lo anterior, se han producido los archivos técnicos que se convierten en los entregables del estudio de vulnerabilidad y patología.

6 CLASIFICACIÓN ESTRUCTURAL

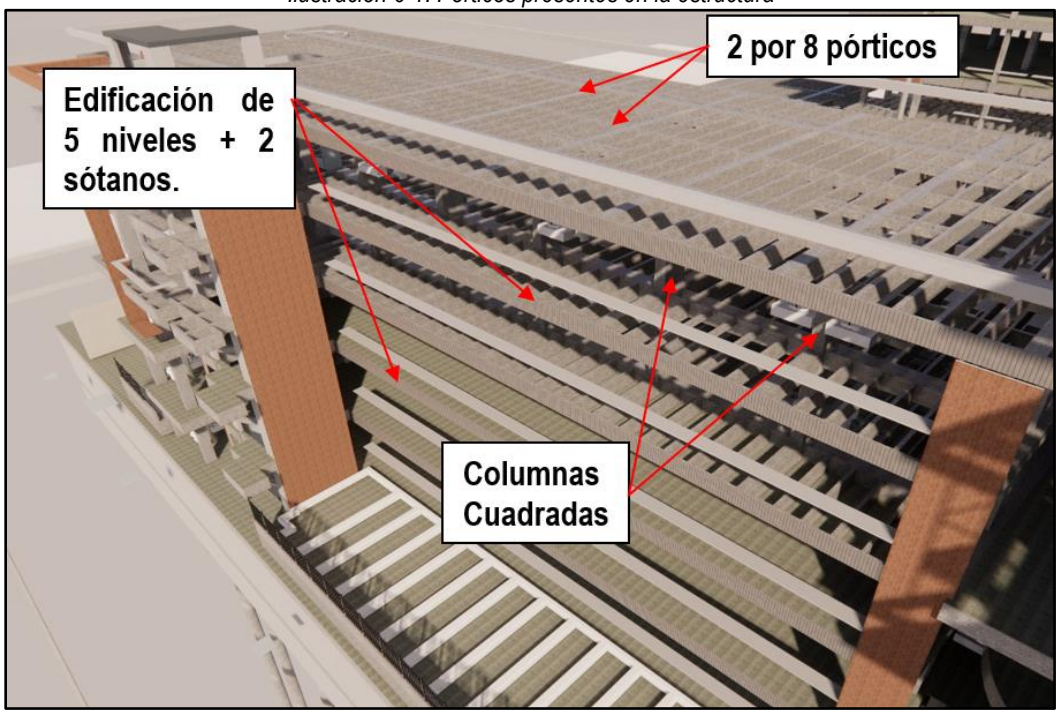
6.1 BLOQUE A

6.1.1 Sistema estructural bloque a

El sistema estructural que presenta la edificación se asemeja a un sistema de **pórticos resistentes a momentos en ambas direcciones.** Luego de inspección visual se pudo constatar que la totalidad de la estructura se trata de **una edificación de 5 niveles más dos sótanos.**

La primera edificación presenta un sistema estructural de 2 por 8 pórticos. Éstos se caracterizan por tener columnas en geometría cuadrada que nacen de un mismo nivel (Sótano Segundo Nivel). Todas las columnas son arriostradas transversalmente por una viga a mitad de altura en ambos sentidos dando lugar a unas vigas que cumplen función de cargueras y otras sísmicas (o de rigidez).

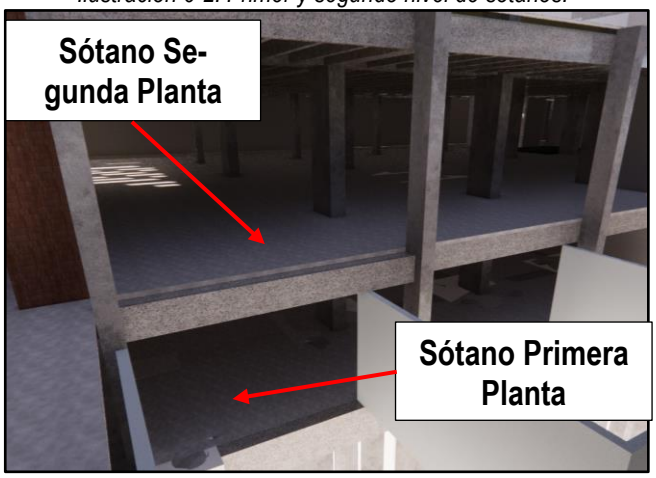
Ilustración 6-1. Pórticos presentes en la estructura



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

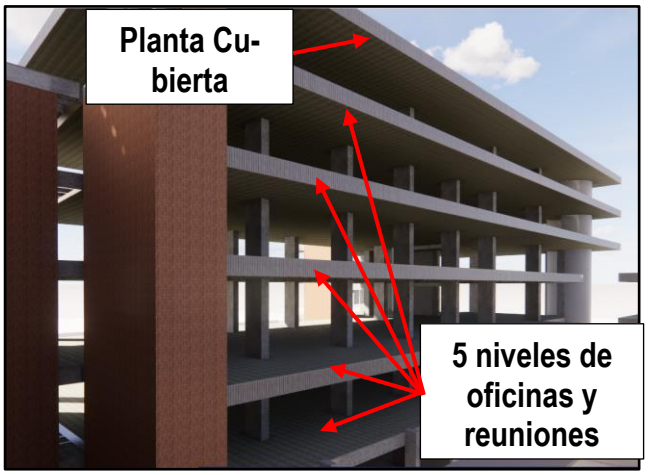
Se puede evidenciar que la edificación cuenta con cinco niveles más dos de sótanos de la siguiente forma: dos niveles de sótanos con usos de parqueadero seguido de un primer nivel, nivel de basamento donde se tienen los accesos principales y zona de oficinas. Adicionalmente, existen cuatro niveles más que corresponde a uso de **oficinas y reuniones**.

Ilustración 6-2. Primer y segundo nivel de sótanos.



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

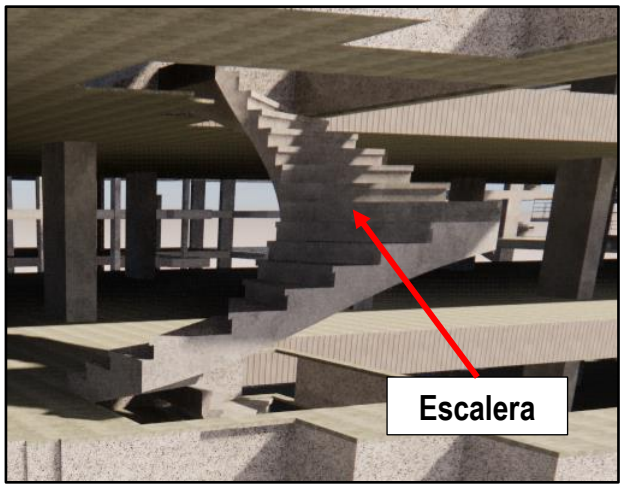
Ilustración 6-3. Edificio con 5 niveles.



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

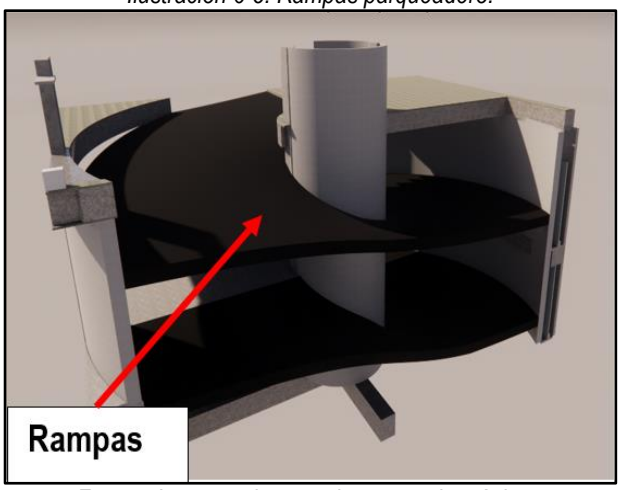
Adicionalmente se presenta una **escalera circular** que conectan desde el nivel de basamento hasta el nivel 4. La estructura de las escaleras presenta un tipo de **sistema estructural compuesto por placas macizas en concreto reforzado.** También se presenta un **ducto de ascensor** que conecta desde el segundo nivel de sótano hasta el nivel 5. La estructura del ducto de ascensor presenta un tipo de **sistema estructural compuesto por muros en concreto reforzado**. También se presenta una rampa circular que vincula los dos sótanos existentes en la estructura, su estructura presenta un tipo de **sistema estructural por una placa de concreto reforzado.**

Ilustración 6-4. Estructura de escalera



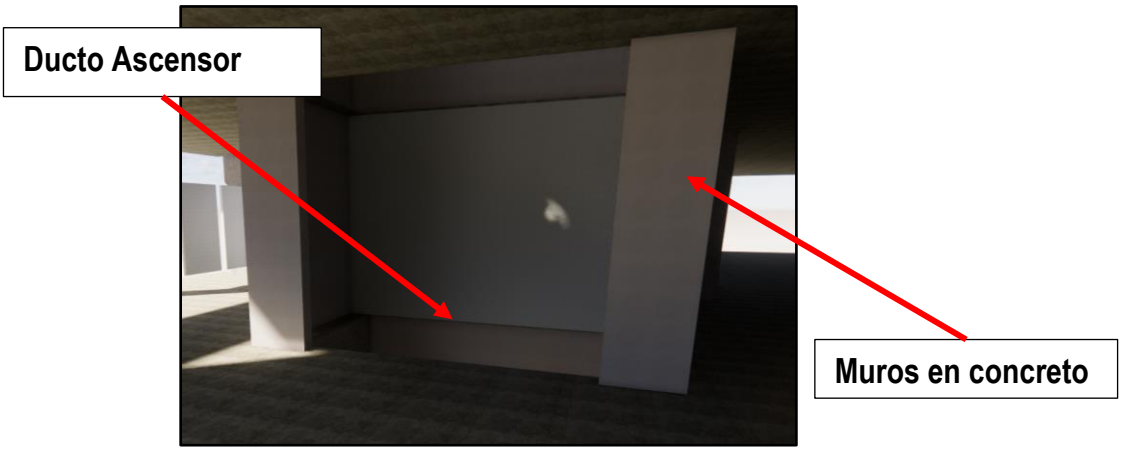
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Ilustración 6-5. Rampas parqueadero.



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Ilustración 6-6. Ducto de elevador



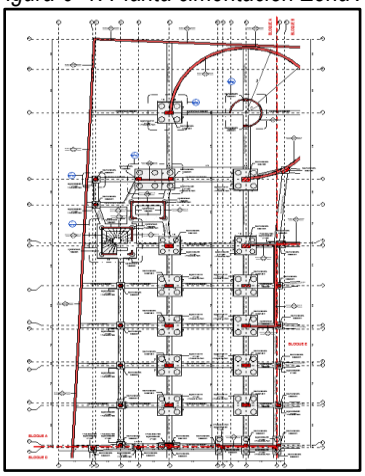
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Considerando que la estructura fue radicada en el **año 1991,** y con investigaciones más profundas cuyas conclusiones y hallazgos se presentarán más adelante, se debe tener presente que al tratarse de una estructura que se localiza sobre una zona de **Amenaza Sísmica Intermedia**, **debe tener características de una estructura con Capacidad Moderada de Disipación de Energía.** Se destaca que la estructura para la época fue construida con **la mejor tecnología en su momento**. En capítulos posteriores se mostrará de forma detallada la clasificación de la edificación desde el punto de vista de la disipación de energía.

6.1.2 Sistema de cimentación bloque A

El sistema de cimentación que se presenta en la edificación de la zona A está compuesto por **pilotes pre-excavados fundidos en sitio, vinculados a las respectivas columnas mediante dados y con vigas de amarre en los dos sentidos principales**. En el estudio de los planos existentes de la edificación se determinaron secciones de zapatas de 2.74 x2.74m, 2.40 x2.40m, 0.90x2.40m y 0.90x0.90m de base, con alturas de 1.00m y un nivel de desplante de N-8.05m.

Figura 6–1. Planta cimentación Zona A

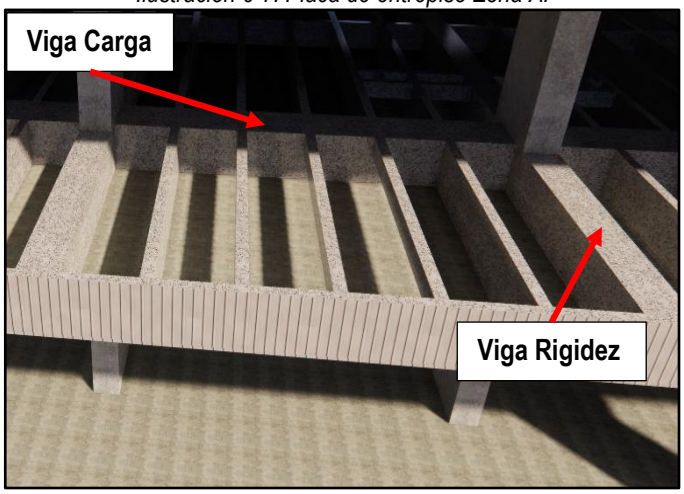


Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

6.1.3 Sistema de entrepiso bloque A

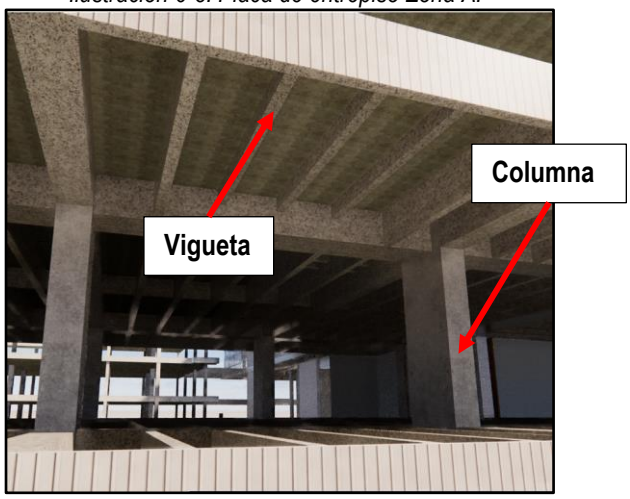
La estructura presenta un sistema de entre piso tipo **placa nervada en una dirección**. El entrepiso se compone de viguetas, vigas de carga, vigas de rigidez y placa maciza. A nivel de basamento, nivel 2, nivel 3, nivel 4 y nivel 5, las columnas se encuentran arriostradas por vigas con voladizos en ambos extremos y en ambos sentidos.

Ilustración 6-7. Placa de entrepiso Zona A.



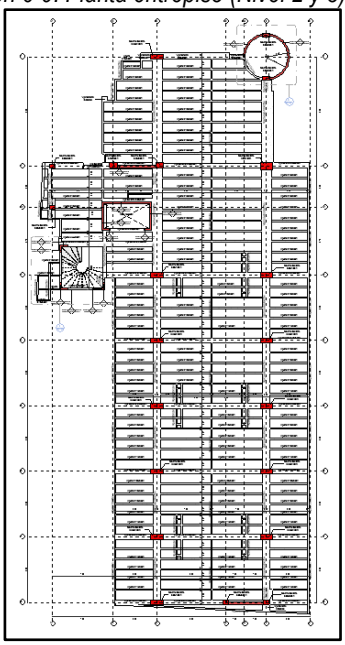
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Ilustración 6-8. Placa de entrepiso Zona A.



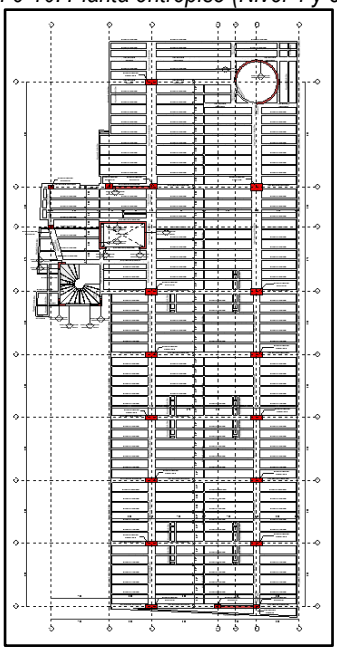
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Ilustración 6-9. Planta entrepiso (Nivel 2 y 3) Zona A.



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Ilustración 6-10. Planta entrepiso (Nivel 4 y 5) Zona A.

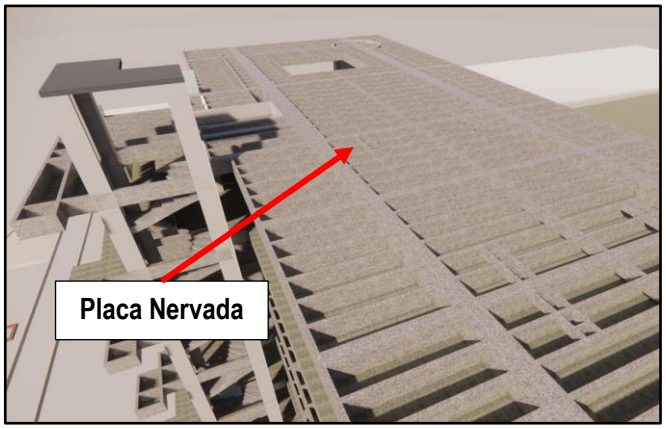


Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

6.1.4 Sistema de cubierta bloque A

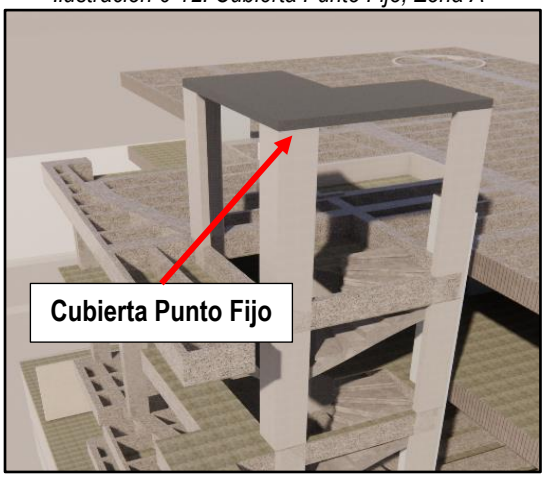
El sistema de cubierta presente en la edificación se compone de **placa nervada en una dirección** y una cubierta sobre el punto fijo (área de la escalera). La placa aligerada se compone de viguetas, vigas de carga, vigas de rigidez y placa maciza.

Ilustración 6-11. Cubierta Zona A.



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Ilustración 6-12. Cubierta Punto Fijo, Zona A

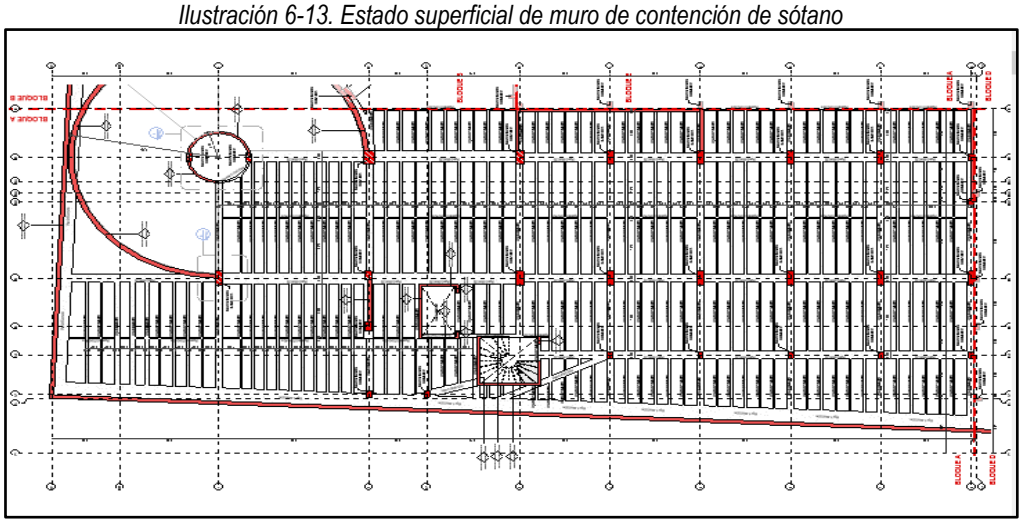


Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

6.1.5 Sistema de contención bloque A

Se presentan **muros de contención localizados de forma perimetral** conformando la contención de los sótanos, dichos muros presentan un espesor de 0.25. Estos muros no presentan afectaciones por empujes de tierra como deformaciones o alteración en su geometría que pudiera considerar afectación en la contención.

Ilustración 6-13. Estado superficial de muro de contención de sótano



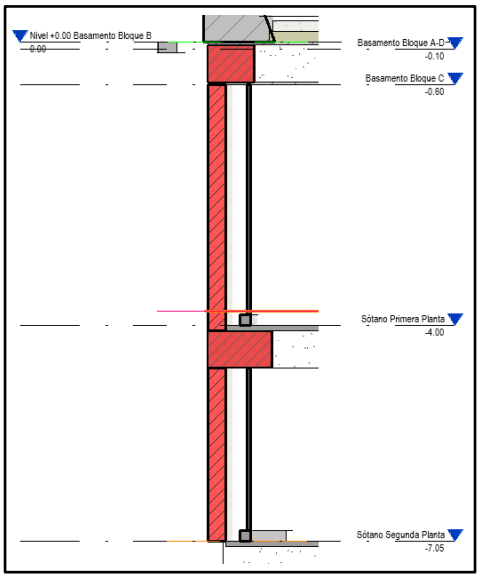
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Ilustración 6-14. Muro de contención



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Ilustración 6-15. Corte muro de contención



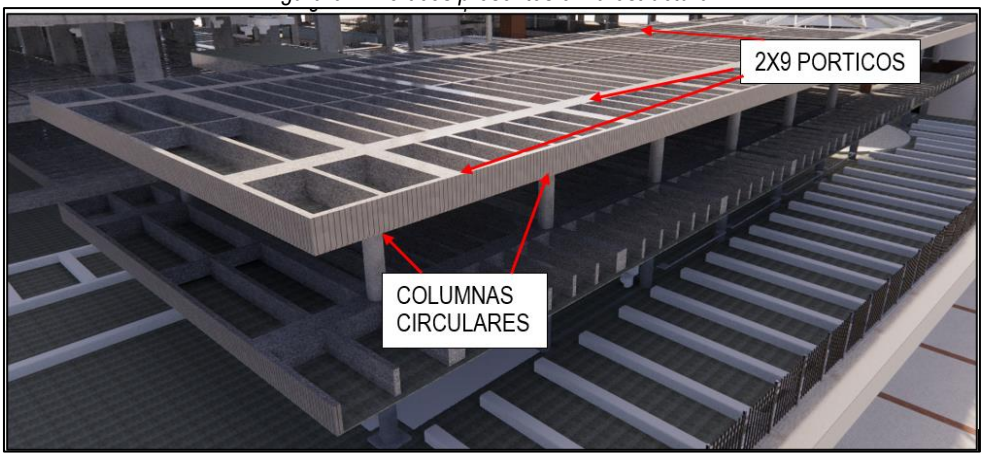
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

6.2 BLOQUE B

6.2.1 Sistema estructural bloque B

El sistema estructural que presenta la edificación corresponde a un sistema de **pórticos resistentes a momentos en ambas direcciones**. Luego de inspección visual se pudo constatar que la totalidad de la estructura se trata de **una edificación con dos niveles y dos sótanos**. La edificación presenta un sistema estructural de 9 por 2 pórticos. Éstos se caracterizan por tener columnas en geometría circular en los dos niveles superiores y columnas rectangulares en los sótanos. Todas las columnas son arriostradas transversalmente por una viga en ambos sentidos dando lugar a unas vigas que cumplen función de cargueras y otras sísmicas (o de rigidez).

Figura 6–2 Pórticos presentes en la estructura



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

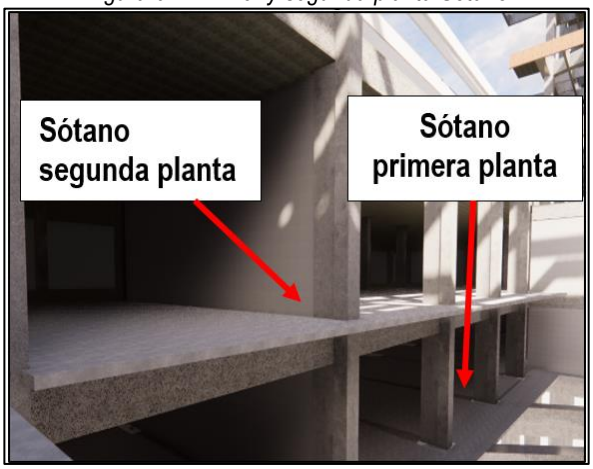
Se puede evidenciar que la plaza cuenta con dos niveles más dos sótanos de la siguiente forma: dos niveles de sótanos con uso de garajes y dos niveles con usos reunión y oficinas, allí se tienen los accesos principales a cada nivel por una escalera circular. Adicionalmente, existe un nivel de cubierta del cual el área que cubre la escalera está construida en cubierta liviana.

Figura 6–3 Primer y segunda planta



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

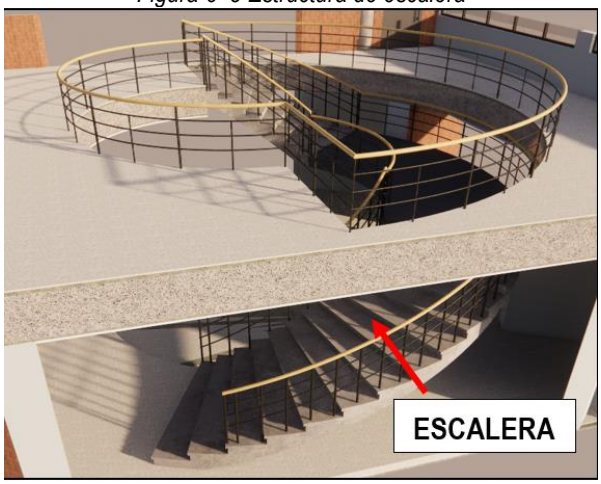
Figura 6–4 Primer y segunda planta Sótano



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

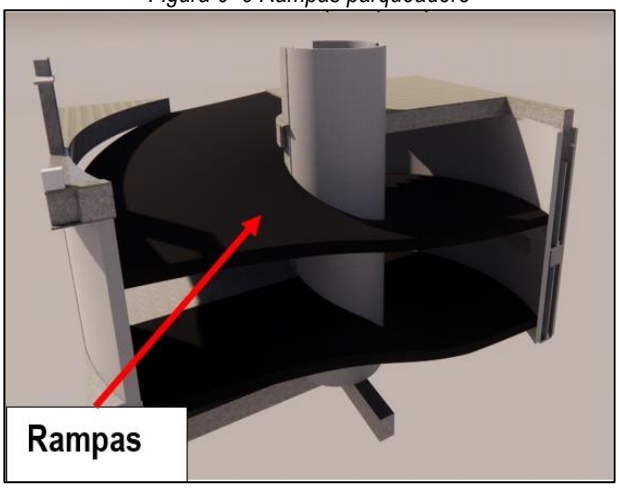
Adicionalmente se presentan **una escalera** circular la cual nace en el nivel de la planta de basamento y conectan el nivel de basamento con el nivel 1. La estructura de las escaleras presenta un tipo de **sistema estructural compuesto por placas macizas en concreto reforzado**. También se presenta una rampa circular que vincula los dos sótanos existentes en la estructura, su estructura está compuesta en una **placa de concreto reforzado.**

Figura 6–5 Estructura de escalera



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Figura 6–6 Rampas parqueadero



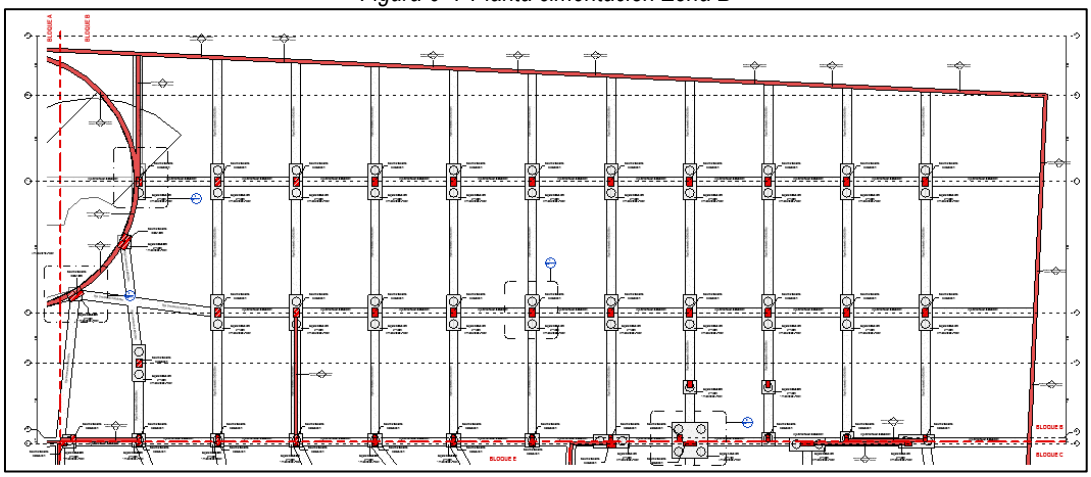
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Considerando que los diseños de la estructura fueron radicados en el **año 1991** y con investigaciones más profundas cuyas conclusiones y hallazgos se presentarán más adelante, se debe tener presente que al tratarse de una estructura que se localiza sobre una zona de **Amenaza Sísmica Intermedia**, debe tener características de una estructura con **Capacidad Moderada de Disipación de Energía.** Se destaca que la estructura para la época fue construida con la mejor tecnología en su momento. En capítulos posteriores se mostrará de forma detallada la clasificación de la edificación desde el punto de vista de la disipación de energía.

6.2.2 Sistema de cimentación bloque B

El sistema de cimentación que se presenta en la edificación de la zona B está compuesto **por pilotes pre-excavados fundidos en sitio, vinculados a las respectivas columnas mediante dados y con vigas de amarre en los dos sentidos principales**. En el estudio de los planos existentes de la edificación se determinaron secciones de zapatas de 2.40 x2.40m, 0.90x2.40m y 0.90x0.90m de base, con alturas de 1.00m y un nivel de desplante de N-8.05m.

Figura 6–7 Planta cimentación Zona B

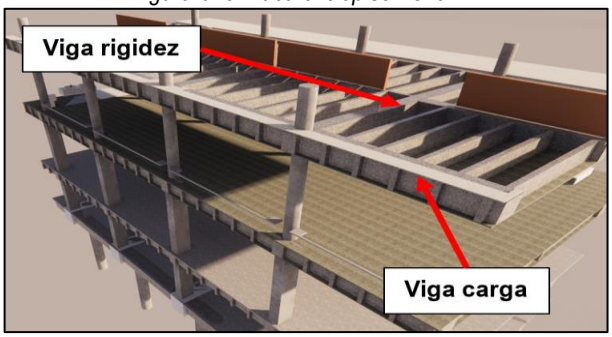


Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

6.2.3 Sistema de entrepiso bloque B

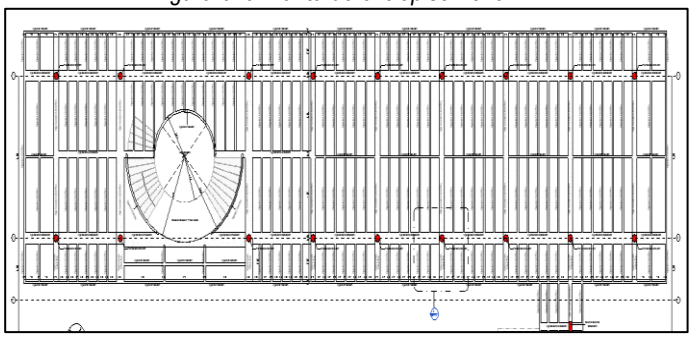
La estructura presenta un sistema de entre piso tipo **placa nervada en una dirección**. El entrepiso se compone de viguetas, vigas de carga, vigas de rigidez y torta superior e inferior en algunos casos. A nivel de basamento y nivel 1, las columnas se encuentran arriostradas por vigas con voladizos en ambos extremos y en ambos sentidos.

Figura 6–8 Placa entrepiso Zona B



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Figura 6–9 Planta de entrepiso Zona B

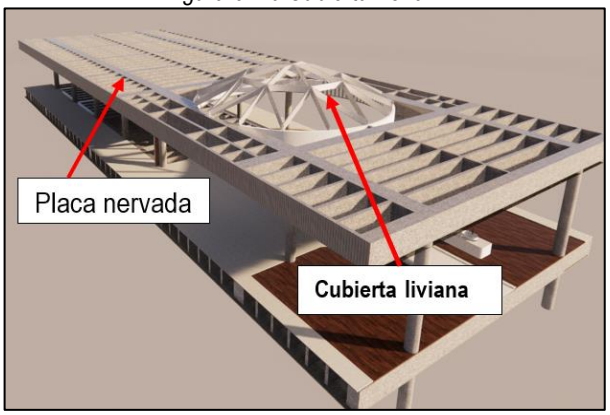


Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

6.2.4 Sistema de cubierta bloque B

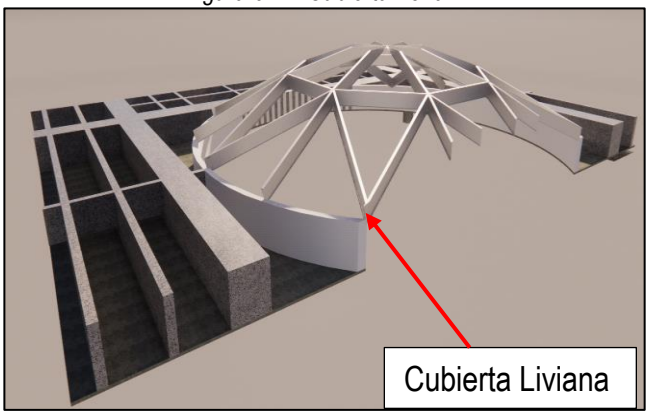
El sistema de cubierta presente en la edificación se compone de **placa nervada en una dirección** en una dirección y una cubierta liviana tipo domo, sobre el área de la escalera. La placa aligerada se compone de viguetas, vigas de carga, vigas de rigidez y placa maciza.

Figura 6–10 Cubierta Zona B



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Figura 6–11 Cubierta Zona B



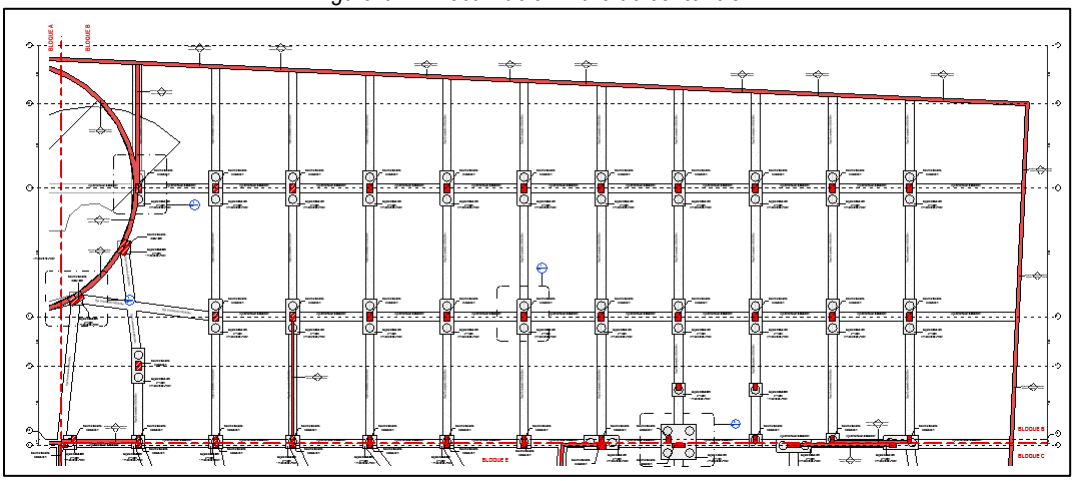
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

De manera visual se determinó que el sistema de cubierta se encuentra en un estado **aceptable desde el punto de vista estructural** para su tipo y tiempo de uso.

6.2.5 Sistema de contención bloque B

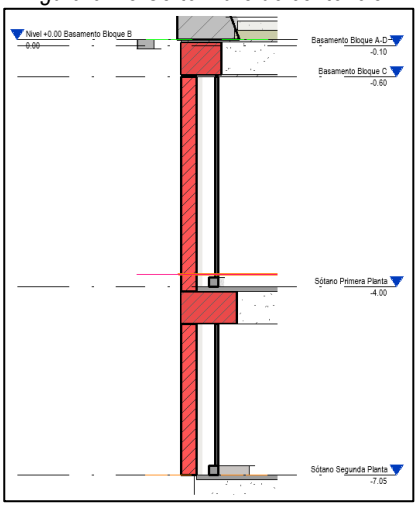
Se presentan muros de contención localizados de forma perimetral conformando la contención de los sótanos, dichos muros presentan un espesor de 0.25. Estos muros no presentan afectaciones por empujes de tierra como deformaciones o alteración en su geometría que pudiera considerar afectación en la contención.

Figura 6–12 Localización muro de contención.



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Figura 6–13 Corte muro de contención



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Ilustración 6-16. Muro de contención



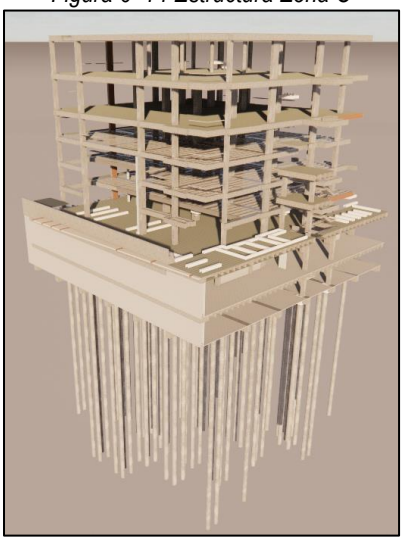
F Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

6.3 BLOQUE C

6.3.1 Sistema estructural bloque C

El sistema estructural que presenta la edificación corresponde a un sistema de **pórticos resistentes a momentos en ambas direcciones**. Luego de inspección visual se pudo constatar que la totalidad de la estructura se trata de **una edificación con seis niveles y dos sótanos**. La edificación presenta un sistema estructural de pórticos y algunos muros en concreto reforzado. Se caracteriza por presentar columnas en algunas zonas con doble y triple altura. Las columnas presentan secciones transversales rectangulares y circulares en el quinto nivel. Con muros en concreto con espesores de 0.20m. Todas las columnas son arriostradas transversalmente por una viga en ambos sentidos dando lugar a unas vigas que cumplen función de cargueras y otras sísmicas (o de rigidez).

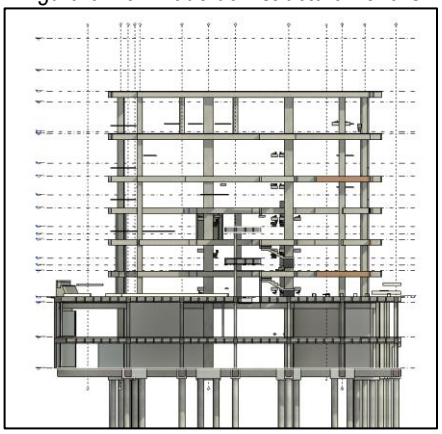
Figura 6–14 Estructura Zona C



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

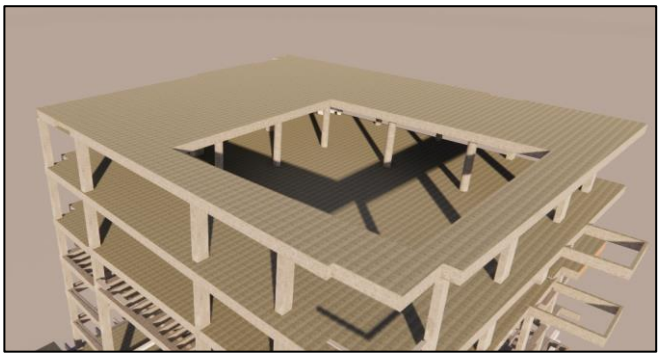
El uso de la estructura en cada nivel se distribuye de la siente forma: Se cuenta con seis niveles más dos sótanos de la siguiente forma: dos niveles de sótanos con uso de garajes y 6 niveles con usos reunión y oficinas, se tienen los accesos principales a cada nivel por escaleras. Adicionalmente, el ultimo nivel hace de cubierta.

Figura 6–15 Alzado de Estructura Zona C



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Figura 6–16 Cubierta Estructura Zona C



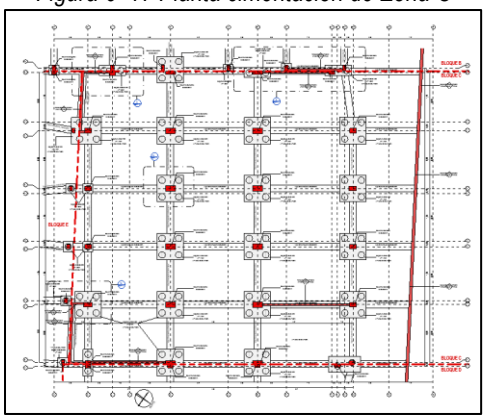
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Considerando que la estructura fue radicada en el **año 1991,** y con investigaciones más profundas cuyas conclusiones y hallazgos se presentarán más adelante, se debe tener presente que al tratarse de una estructura que se localiza sobre una zona de **Amenaza Sísmica Intermedia**, debe tener características de una estructura con **Capacidad Moderada de Disipación de Energía.** Se destaca que la estructura para la época fue construida con la mejor tecnología en su momento. En capítulos posteriores se mostrará de forma detallada la clasificación de la edificación desde el punto de vista de la disipación de energía.

6.3.2 Sistema de cimentación bloque C

El sistema de cimentación que se presenta en la edificación de la zona B está compuesto **por pilotes pre-excavados fundidos en sitio, vinculados a las respectivas columnas mediante dados y con vigas de amarre en los dos sentidos principales**. En el estudio de los planos existentes de la edificación se determinaron secciones de zapatas de 2.40 x2.40m, 2.70x2.40m, 2.90x1.45m, 0.90x2.40m y 0.90x0.90m de base, con alturas de 1.10m y un nivel de desplante de N-8.15m.

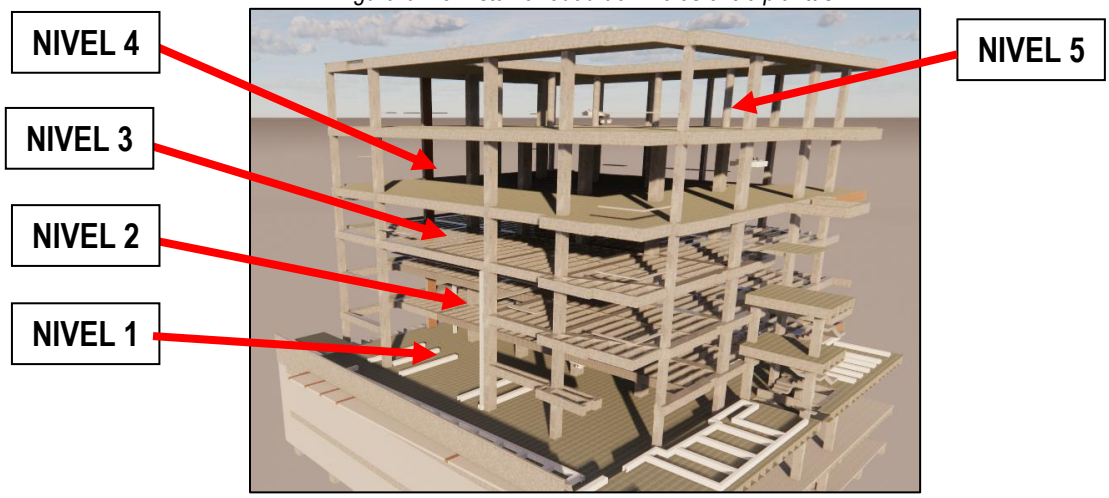
Figura 6–17 Planta cimentación de Zona C



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicosSistema de entrepiso bloque C

La estructura presenta en todos sus niveles, desde primera planta de sótano (N-4.00) hasta el nivel 8 de cubierta (N+20.10), un sistema de entre piso tipo **placa nervada en una dirección** con altura de 0.60 metros. El entrepiso se compone de viguetas, vigas de carga, vigas de rigidez y torta superior e inferior en algunos casos, no se logra determinar. Las columnas se encuentran arriostradas por vigas con voladizos en ambos extremos y en ambos sentidos.

Figura 6–18 Vista variedad de niveles entre plantas

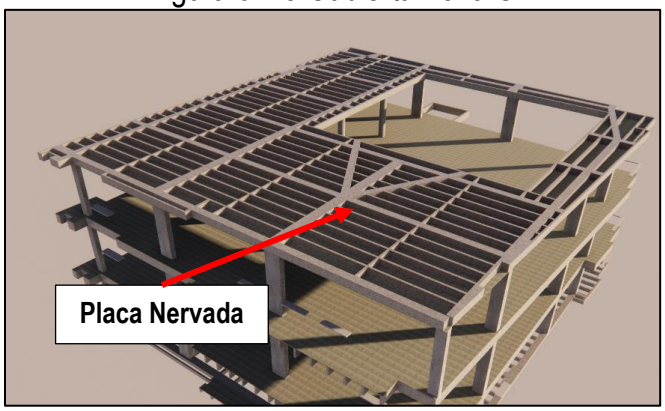


Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

6.3.3 Sistema de cubierta bloque C

El sistema de cubierta presente en la edificación se compone de **placa nervada en una dirección** en una dirección. La placa aligerada se compone de viguetas, vigas de carga, vigas de rigidez y placa maciza.

Figura 6–19 Cubierta Zona C



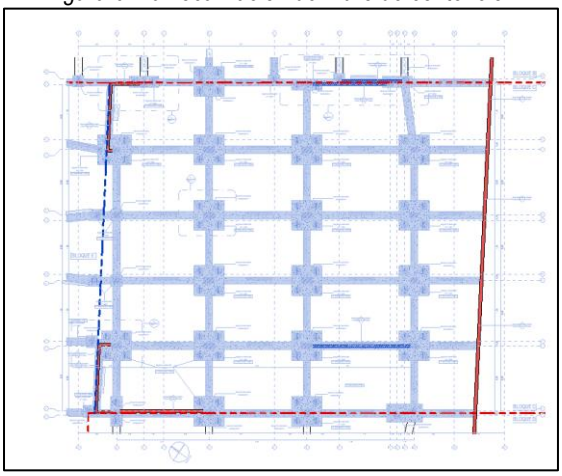
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

De manera visual se determinó que el sistema de cubierta se encuentra en un estado **bueno desde el punto de vista estructural** para su tipo y tiempo de uso.

6.3.4 Sistema de contención bloque C

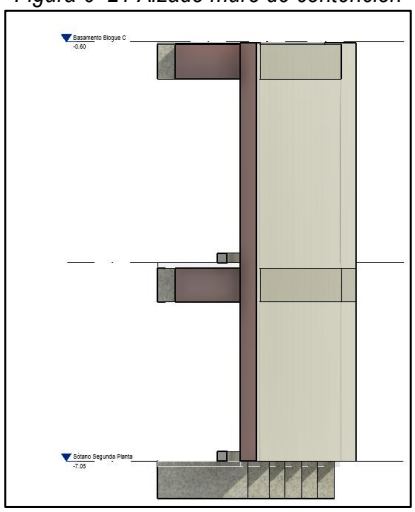
Se presentan muros de contención localizados de forma perimetral conformando la contención de los sótanos, dichos muros presentan un espesor de 0.25. Estos muros no presentan afectaciones por empujes de tierra como deformaciones o alteración en su geometría que pudiera considerar afectación en la contención.

Figura 6–20 Localización de muro de contención



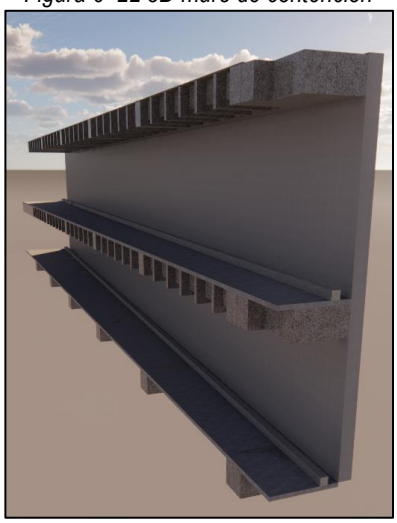
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

Figura 6–21 Alzado muro de contención



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

Figura 6–22 3D muro de contención



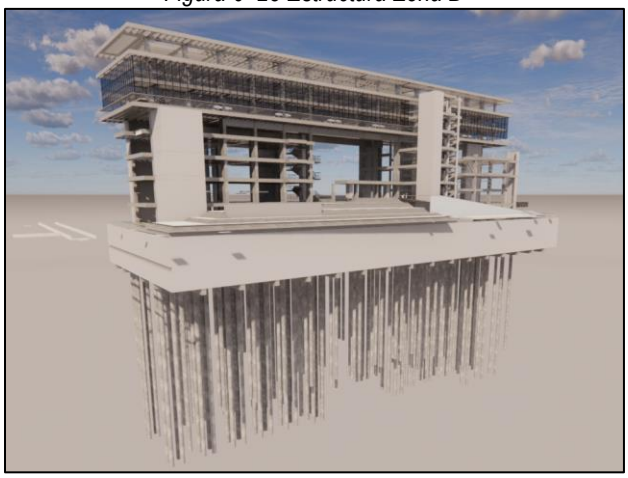
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

6.4 BLOQUE D

6.4.1 Sistema estructural bloque D

El sistema estructural que presenta la edificación corresponde a un sistema de **pórticos resistentes a momentos en ambas direcciones**. Luego de inspección visual se pudo constatar que la totalidad de la estructura se trata de **una edificación con ocho niveles y dos sótanos**. La edificación presenta un sistema estructural de pórticos y algunos muros en concreto reforzado. Se caracteriza por presentar columnas en algunas zonas con doble y triple altura y algunas luces de vigas con 20 m de longitud. Las columnas presentan secciones transversales rectangulares. Con muros en concreto con espesores de 0.20m. Todas las columnas son arriostradas transversalmente por una viga en ambos sentidos dando lugar a unas vigas que cumplen función de cargueras y otras sísmicas (o de rigidez).

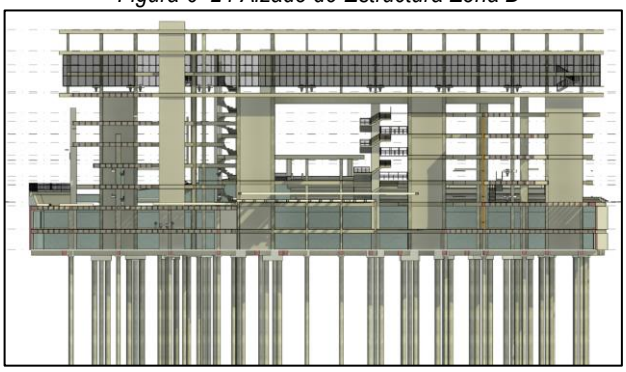
Figura 6–23 Estructura Zona D



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

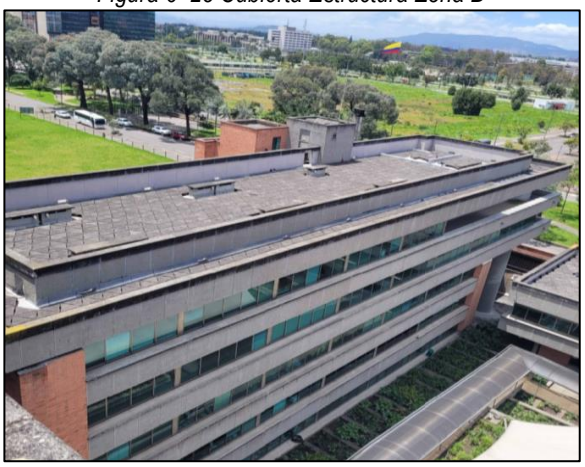
El uso de la estructura en cada nivel se distribuye de la siente forma: Se cuenta con ocho niveles más dos sótanos de la siguiente forma: dos niveles de sótanos con uso de garajes y 7 niveles con usos reunión y oficinas, se tienen los accesos principales a cada nivel por escaleras. Adicionalmente, el ultimo nivel hace de cubierta.

Figura 6–24 Alzado de Estructura Zona D



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Figura 6–25 Cubierta Estructura Zona D



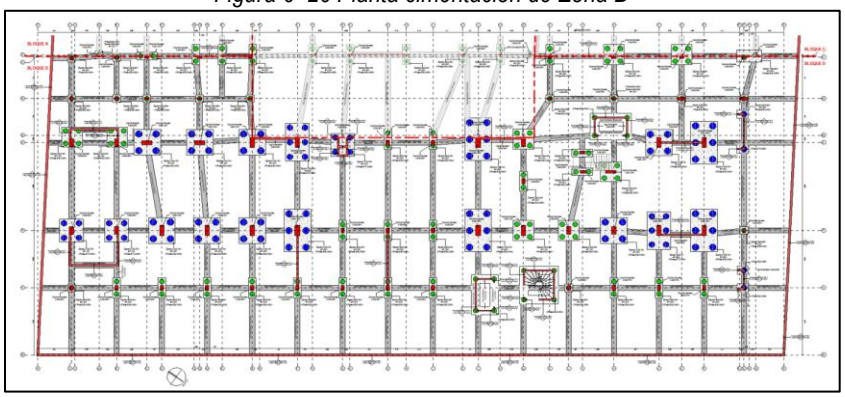
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Considerando que la estructura fue radicada en el **año 1991,** y con investigaciones más profundas cuyas conclusiones y hallazgos se presentarán más adelante, se debe tener presente que al tratarse de una estructura que se localiza sobre una zona de **Amenaza Sísmica Intermedia**, debe tener características de una estructura con **Capacidad Moderada de Disipación de Energía.** Se destaca que la estructura para la época fue construida con la mejor tecnología en su momento. En capítulos posteriores se mostrará de forma detallada la clasificación de la edificación desde el punto de vista de la disipación de energía.

6.4.2 Sistema de cimentación bloque D

El sistema de cimentación según la información suministrada, es un tipo de cimentación profunda compuesta por pilotes con longitudes de 20, 25 y 30 metros, amarrados de la parte superior por un dado, que a su vez están vinculados entre sí por vigas. Adicionalmente se presentan muros de contención que están localizados de forma perimetral conformado la contención de los sótanos. Dichos muros presentan un espesor de 0.25 metros. A continuación, se presenta la planta de cimentación, allí se evidencia cada elemento estructural, los pilotes en color azul atienden a diámetros de 0.70 metros y los verdes a diámetros de 0.60 metros.

Figura 6–26 Planta cimentación de Zona D



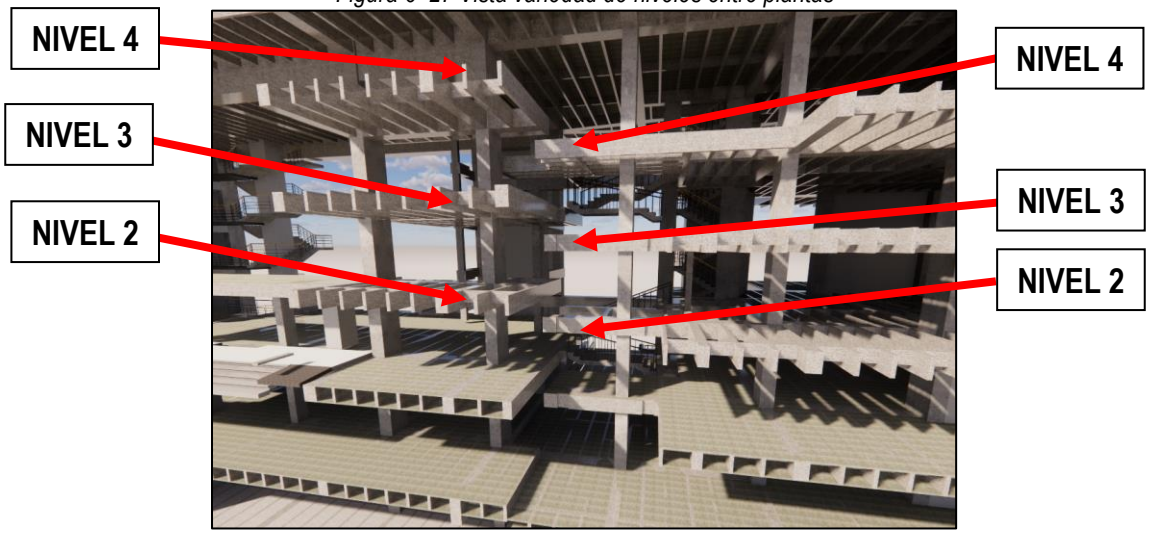
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Se presentan varias secciones de dados, como se presentan en la figura anterior, los elementos de mayor dimensión tienen secciones de 3.10x5.10x1.60 metros y los de menor dimensión de 0.90x2.40x1.00 metros. Las vigas de cimentación presentan secciones de 0.60x0.80 metros, a excepción de algunas vigas que sirven de apoyo a muros teniendo secciones de 1.00x0.80 metros.

6.4.3 Sistema de entrepiso bloque D

La estructura presenta en todos sus niveles, desde primera planta de sótano (N-4.00) hasta el nivel 8 de cubierta (N+25.25), un sistema de entre piso tipo **placa nervada en una dirección** con altura de 0.60 metros, en zonas donde se presentan columnas con cuatro alturas se presentan vigas con alturas de 1.50 metros. El entrepiso se compone de viguetas, vigas de carga, vigas de rigidez y torta superior e inferior en algunos casos, no se logra determinar. Cabe destacar que dentro de la estructura de la zona D se presentan niveles con distintas alturas.

Figura 6–27 Vista variedad de niveles entre plantas

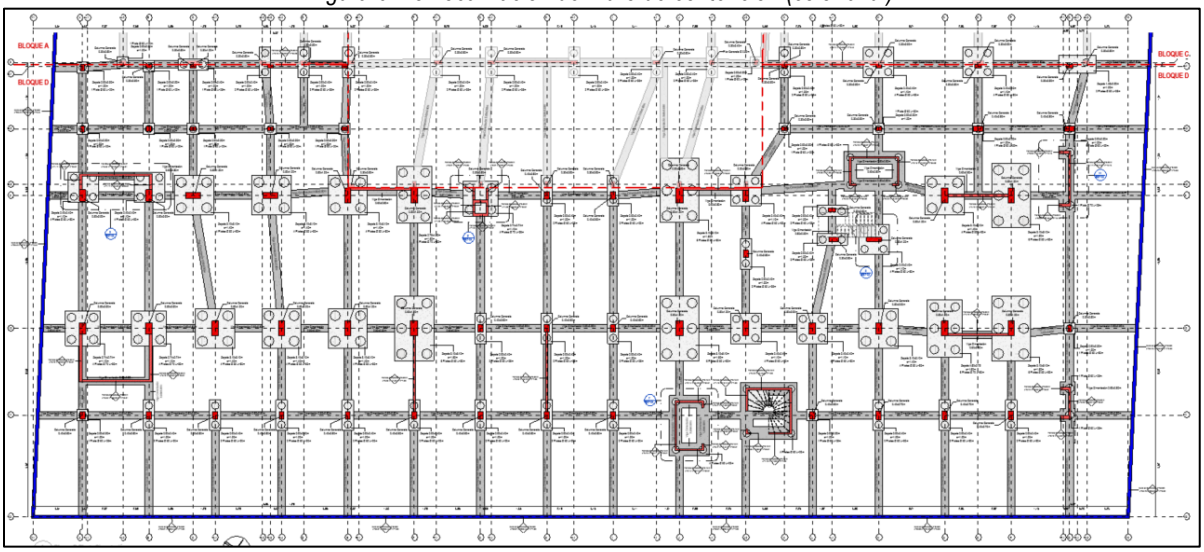


Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

6.4.4 Sistema de contención bloque D

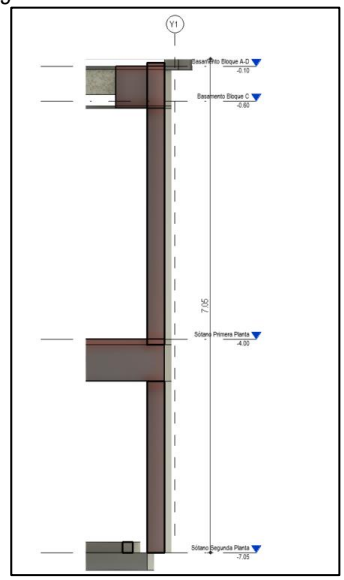
Las condiciones arquitectónicas hacen que el proyecto necesite de sótanos, que funcionan como parqueaderos, por tanto, se presenten muros con espesores de 0.25 y 7.05 metros de altura de contención.

Figura 6–28 Localización de muro de contención (color azul)



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

Figura 6–29 Alzado muro de contención



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

Figura 6–30 3D muro de contención



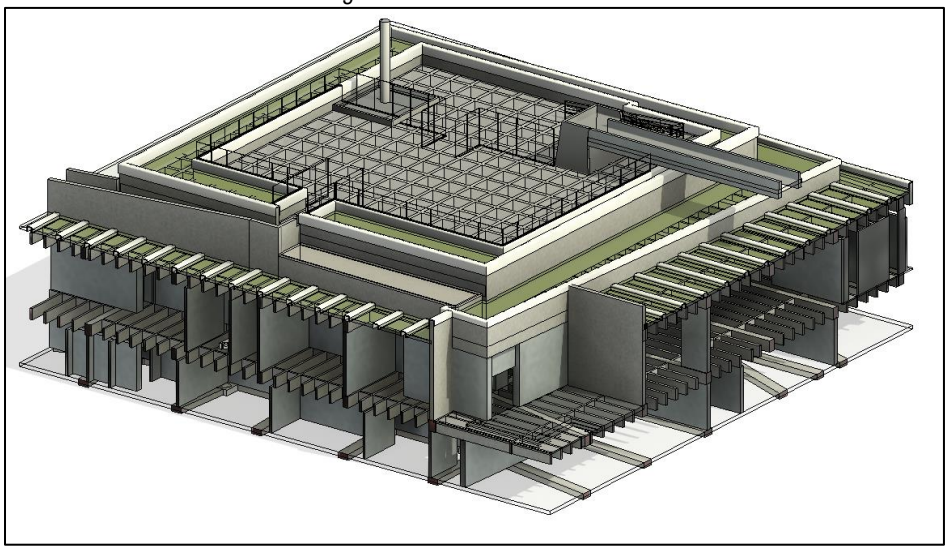
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

6.5 BLOQUE E

6.5.1 Sistema estructural bloque E

El sistema estructural que presenta la edificación corresponde a un sistema de **pórticos resistentes a momentos en ambas direcciones**. Luego de inspección visual se pudo constatar que la totalidad de la estructura se trata de **una edificación con dos sótanos y una cubierta**. La edificación presenta un sistema estructural de pórticos y algunos muros en concreto reforzado. Se caracteriza por presentar columnas en algunas zonas con doble y triple altura. Las columnas presentan secciones transversales rectangulares y circulares. Con muros en concreto con espesores de 0.20m. Todas las columnas son arriostradas transversalmente por una viga en ambos sentidos dando lugar a unas vigas que cumplen función de cargueras y otras sísmicas (o de rigidez).

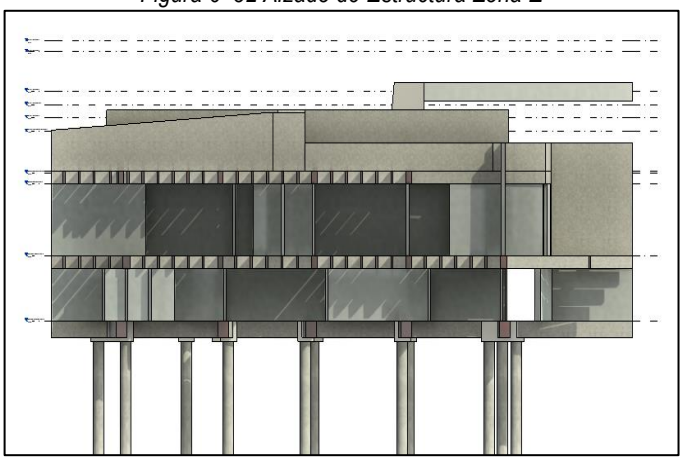
Figura 6–31 Estructura Zona E



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

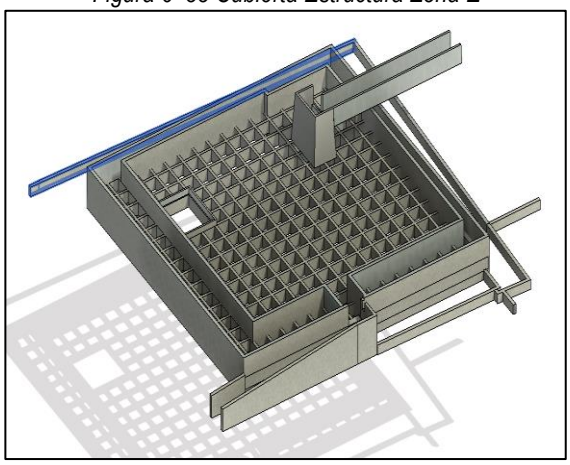
El uso de la estructura en cada nivel se distribuye de la siguiente forma: Se cuenta dos sótanos más una cubierta de la siguiente forma: dos niveles de sótanos con uso de auditorios, baños y ventilación, se tienen los accesos principales a cada nivel por escaleras. Adicionalmente, el ultimo nivel hace de cubierta.

Figura 6–32 Alzado de Estructura Zona E



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Figura 6–33 Cubierta Estructura Zona E



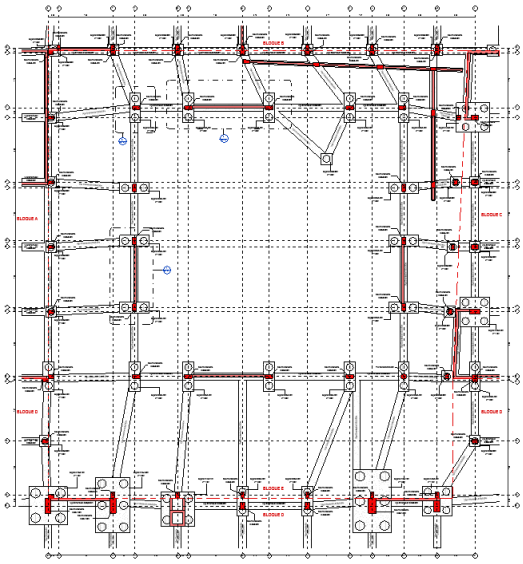
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Considerando que la estructura fue radicada en el **año 1991,** y con investigaciones más profundas cuyas conclusiones y hallazgos se presentarán más adelante, se debe tener presente que al tratarse de una estructura que se localiza sobre una zona de **Amenaza Sísmica Intermedia**, debe tener características de una estructura con **Capacidad Moderada de Disipación de Energía.** Se destaca que la estructura para la época fue construida con la mejor tecnología en su momento. En capítulos posteriores se mostrará de forma detallada la clasificación de la edificación desde el punto de vista de la disipación de energía.

6.5.2 Sistema de cimentación bloque E

El sistema de cimentación según la información suministrada, es un tipo de cimentación profunda compuesta por pilotes con longitudes de 20, 25 y 30 metros, amarrados de la parte superior por un dado, que a su vez están vinculados entre sí por vigas. A continuación, se presenta la planta de cimentación.

Figura 6–34 Planta cimentación de Zona E



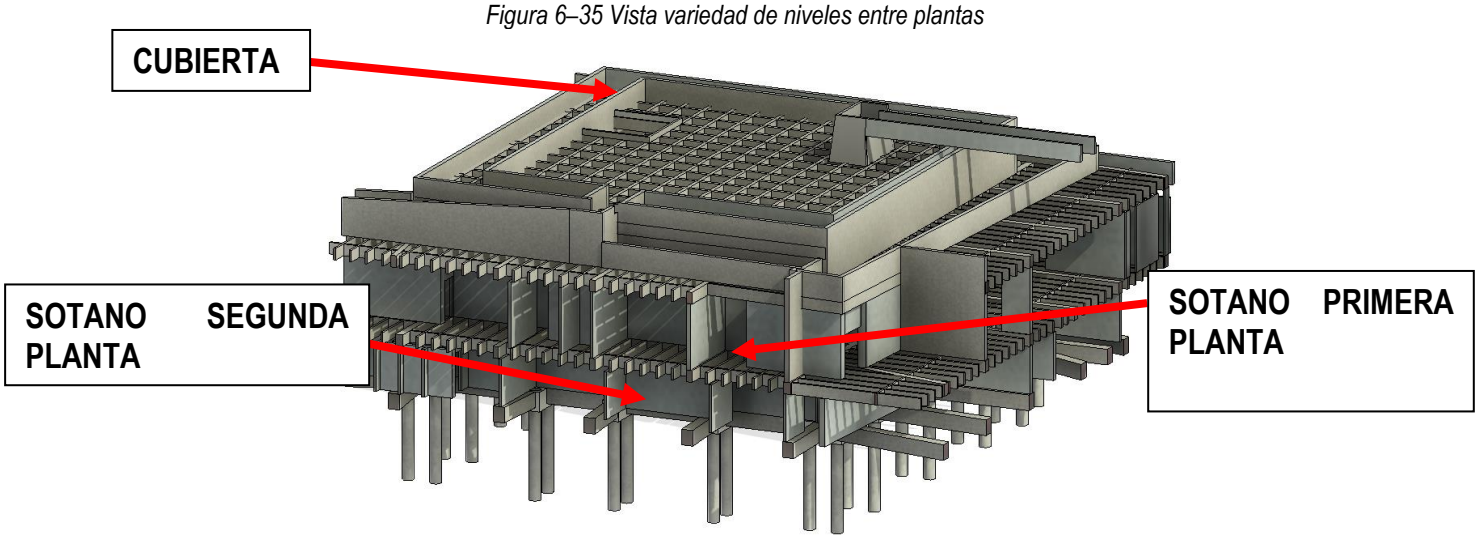
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos

Se presentan varias secciones de dados, como se presentan en la figura anterior, los elementos de mayor dimensión tienen secciones de 2.40x2.70x1.10 metros y los de menor dimensión de 0.90x0.90x1.00 metros. Las vigas de cimentación presentan secciones de 0.60x0.80 metros, a excepción de algunas vigas que sirven de apoyo a muros teniendo secciones de 1.00x0.80 metros.

6.5.3 Sistema de entrepiso bloque E

La estructura presenta los dos sótanos un sistema de entre piso tipo **placa nervada en una dirección** con altura de 0.60 metros, mientras que en la planta de cubierta se presenta una **placa nervada en dos direcciones** con altura de 0.60 metros. El entrepiso se compone de viguetas, vigas de carga, vigas de rigidez y torta superior e inferior en algunos casos, no se logra determinar.

Figura 6–35 Vista variedad de niveles entre plantas



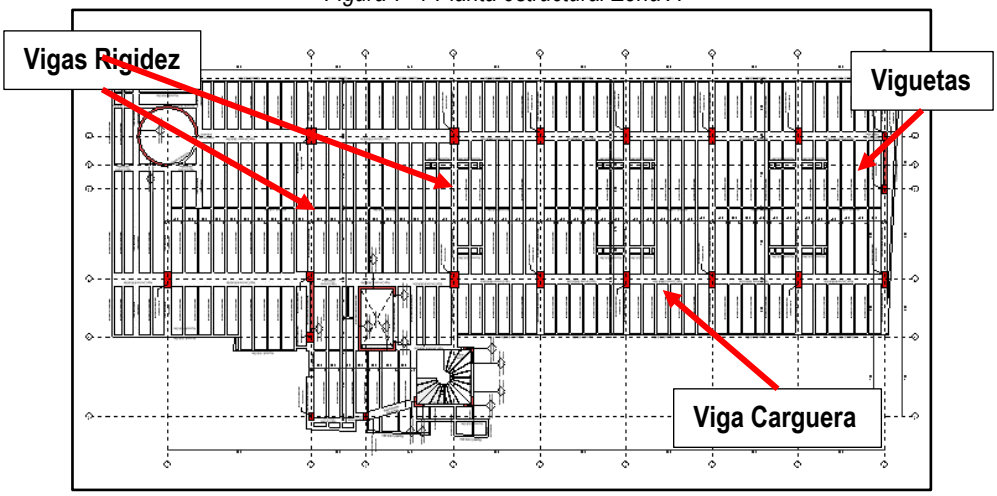
Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

7 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL Y HALLAZGOS

7.1 BLOQUE A

La edificación se caracteriza por tener **presencia de pórticos en ambas direcciones combinado con muros de concreto reforzado**. En una dirección se encuentran vigas de amarre y paralelo a ellas la distribución de viguetas. Las vigas de carga se han armado perpendiculares a las viguetas.

Figura 7–1 Planta estructural Zona A

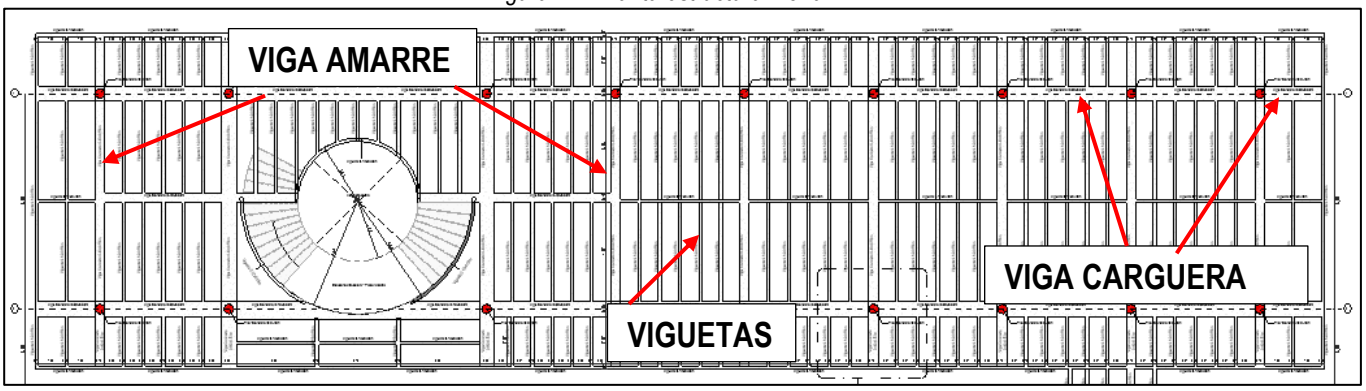


Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

7.2 BLOQUE B

La edificación se caracteriza por tener **presencia de pórtico en ambas direcciones**. En una dirección se encuentran vigas de amarre y paralelo a ellas la distribución de viguetas. Las vigas de carga se han armado perpendiculares a las viguetas.

Figura 7–2 Planta estructural Zona B

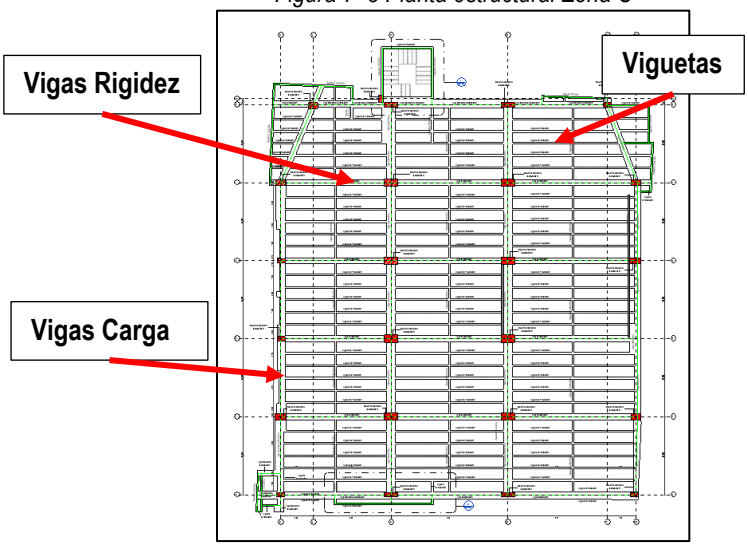


Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

7.3 BLOQUE C

La edificación se caracteriza por tener **presencia de pórtico en ambas direcciones**. En una dirección se encuentran vigas de amarre y paralelo a ellas la distribución de viguetas. Las vigas de carga se han armado perpendiculares a las viguetas.

Figura 7–3 Planta estructural Zona C

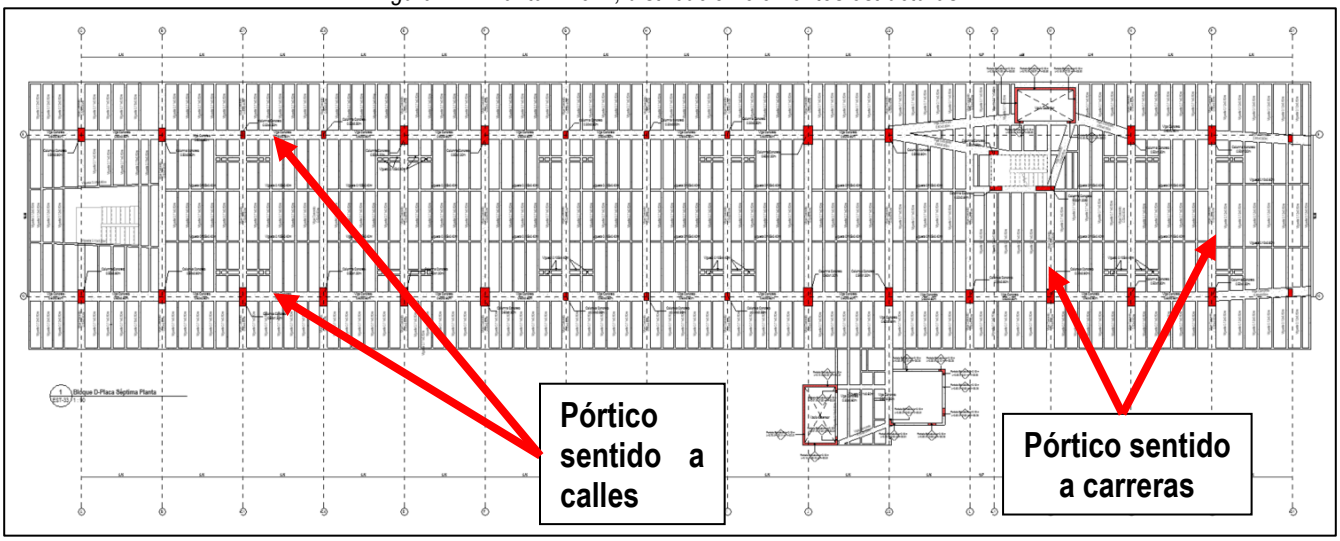


Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

7.4 BLOQUE D

La edificación se caracteriza por tener presencia de pórticos parciales en ambas direcciones. Con dirección paralela a las calles se encuentran **las vigas de carga que soportan a las viguetas y se apoyan sobre las columnas**. Las vigas de rigidez al igual que las viguetas, se han armado de forma paralela a las carreras.

Figura 7–4 Planta nivel 7, distribución elementos estructuras

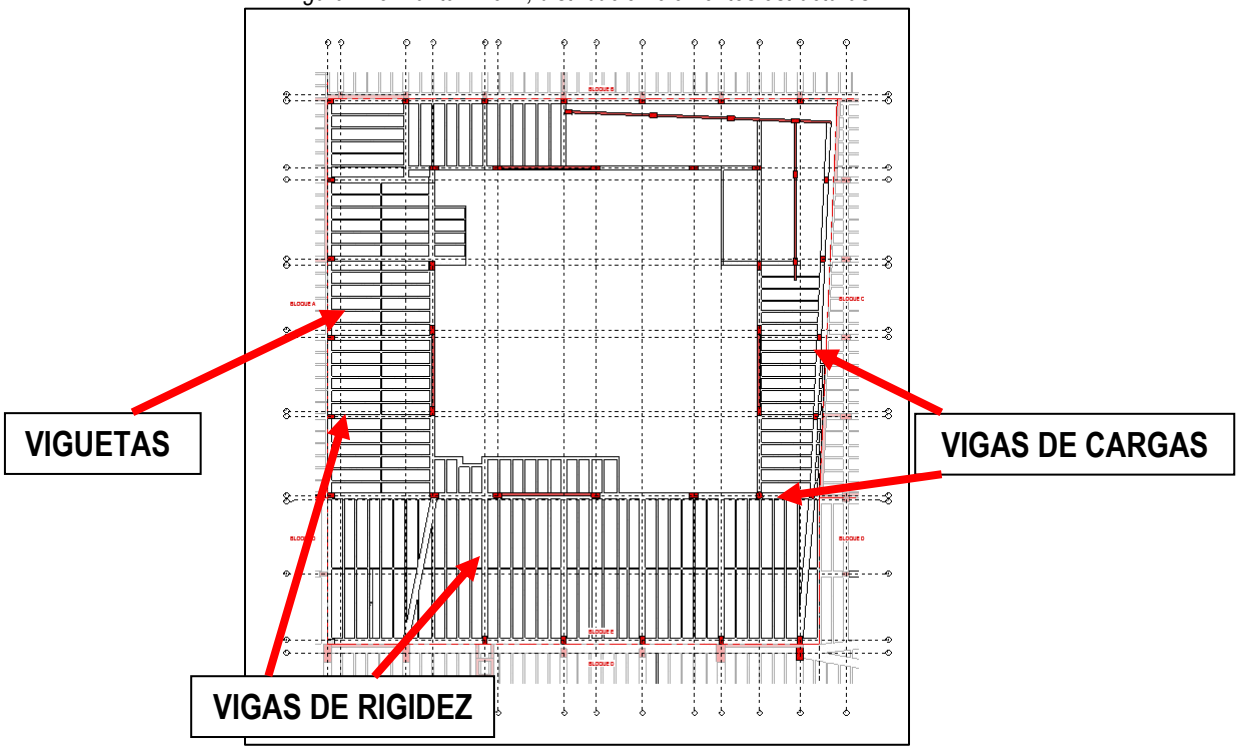


Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

7.5 BLOQUE E

La edificación se caracteriza por tener **presencia de pórtico en ambas direcciones**. En una dirección se encuentran vigas de amarre y paralelo a ellas la distribución de viguetas. Las vigas de carga se han armado perpendiculares a las viguetas.

Figura 7–5 Planta nivel 7, distribución elementos estructuras



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

7.6 CLASIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA BLOQUE A

7.6.1 VIGAS BLOQUE A

Respecto al cumplimiento sismo resistente para las vigas, al tratarse de una edificación aporticada localizada en una **Zona de Amenaza Intermedia** deben cumplir como mínimo parámetros de vigas con **Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO),** reglamentadas en C.21.3.4 del NSR-10. A continuación se hace un chequeo de las verificaciones normativas:

VIGAS AÉREAS PRINCIPALES				
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**		
C.21.3.4.1	**SI**	El ancho del elemento es superior de 20 cm.		
C.9.5 (a)	**SI**	La altura de la viga supera el mínimo requerido por reglamento al tratarse de una luz de 2.42 metros en voladizo, siendo esta la más crítica y requiriendo una altura de 0.49m (H en vigas =0.53 m).		
C.21.3.4.2	**Si**	La excentricidad de las vigas respecto a las columnas no excede el 25% del ancho del apoyo.		
C.21.3.4.3	**NO**	La cuantía longitudinal que presentan las vigas en centros de luz en caras superiores, presenta déficit de 43% en la cuantía mínima requerida por norma a lo largo del elemento, en vigas de sección 0.60x0.60. Adicionalmente no se presentan empalmes en las barras que puedan darle propiedad de continuidad a las mismas.		
C.21.3.4.6	**NO**	Se presentan empalmes dentro de los nodos.		
C.21.3.4.6	**NO**	Los elementos no presentan zonas de confinamiento, pero exceden la separación mínima de 0.10m (S=0.12m).		
	SI	**Lo**	*L0 normativo = 1.20m*	*L0 presentado = 1.25m*
	NO	**So**	*So normativo = 0.10m*	*So presentado = 0.12m*
C.21.3.4.8	**SI**	Se disponen flejes sísmicos que no exceden la separación máxima en zona no confinada.		
C.12.2.2	**NO**	No se presentan empalmes de las barras longitudinales en la parte superior de la viga.		

7.6.2 COLUMNAS BLOQUE A

Las columnas presentes en la edificación deben cumplir como mínimo parámetros de columnas con **Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO),** reglamentadas en C.21.3.5 del NSR-10. Al comparar la configuración existente con relación a los artículos normativos dados en C.21.3.5, se tiene:

COLUMNAS				
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**		
C.21.3.5.1	**SI**	El área transversal de la sección del elemento supera la mínima exigida normativamente. (0.0625 m2)		
C.21.3.5.2	**SI**	El área de refuerzo longitudinal se encuentra dentro del rango establecido por norma. (4#6 + 2#6)		
C.21.3.5.6	**SI**	Si tiene zonas de confinamiento.		
	SI	**Lo**	Lo normativo = 60cm	Lo presentado = 60cm
	SI	**So**	So normativo = 10cm	So presentado = 10cm
C.21.3.5.7	**NO**	Las columnas de la zona A presentan un refuerzo transversal deficiente en el acero paralelo al lado largo (55%) y en el acero paralelo al lado corto (65%).		
C.21.3.5.8	**SI**	Los estribos transversales están dispuestos con ganchos a 135 grados, cumpliendo de acuerdo con C.7.1.4.		
C.21.3.5.11	**NO**	La resistencia a la fluencia del acero es menor a la normativa dispuesta en la NTC 2289 (ASTM A706M) ítem 1.2.		
	SI	**S1**	S1 normativo = 25 cm	S1 presentado = 20 cm

7.6.3 SISTEMA DE CIMENTACIÓN BLOQUE A

La cimentación que presenta la edificación corresponde a pilotes pre-excavados fundidos en sitio, vinculados a las respectivas columnas mediante dados y con vigas de amarre en los dos sentidos principales.

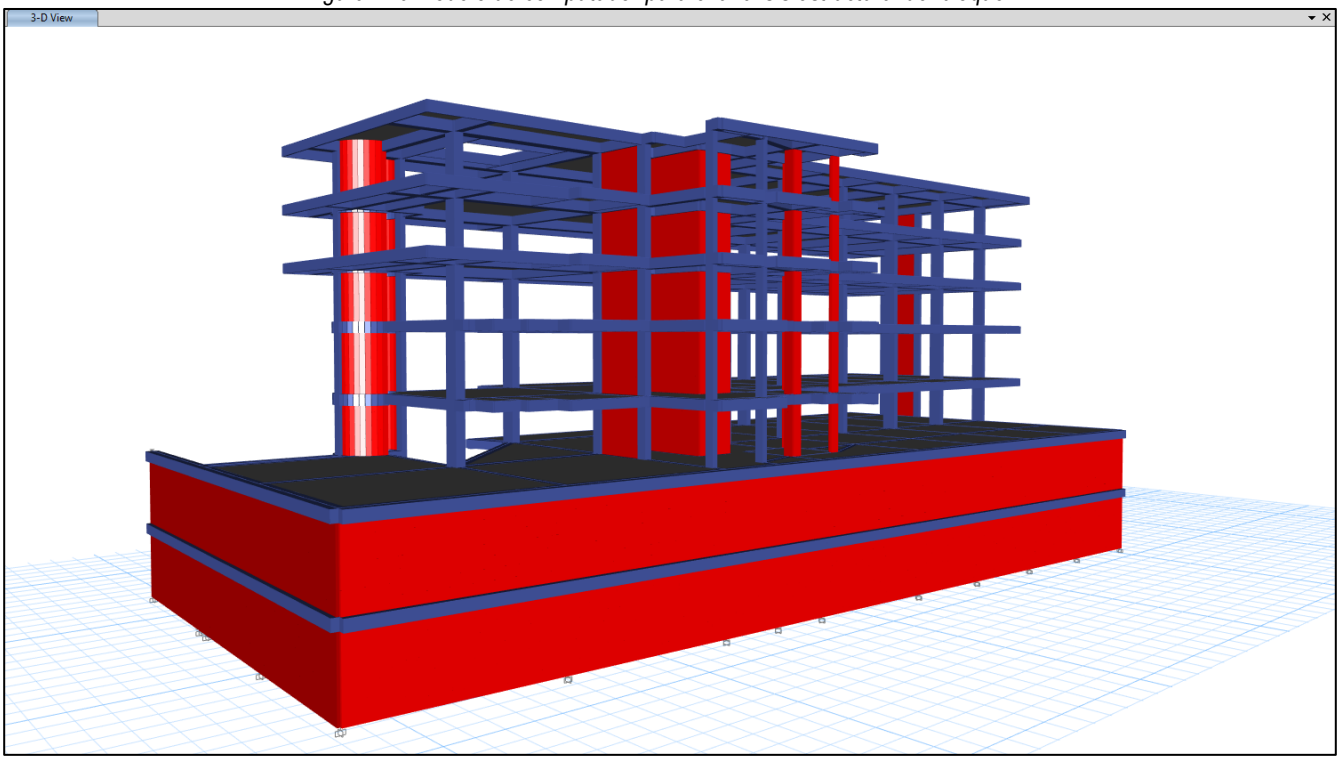
PILOTES DE CIMENTACIÓN		
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**
C.7.12.2.1(B)	**SI**	El refuerzo que presentan los dados de cimentación cumple con la cuantía mínima normativa de 0.0018.
C.15.7	**SI**	La altura de la zapata sobre el refuerzo inferior es mayor a la mínima según reglamento (300 mm)
A.3.6.4.2	**SI**	Los elementos de cimentación como dados se encuentran amarrados por elementos capaces de resistir en tensión o compresión.
TABLA C.15.11-1	**SI**	La resistencia del concreto (f´c) se encuentra por encima de la mínima permitida por norma (17.5 MPa).
	SI	La cuantía longitudinal dispuesta en los pilotes está por encima de la mínima normativa dada en la tabla C.15.11-1.
	SI	El número de barras de acero longitudinal de los pilotes está por encima de la mínima normativa (4 barras).
	SI	La longitud del refuerzo longitudinal de los pilotes está por encima de la mínima normativa (6m).
	NO	El refuerzo transversal para los pilotes de diámetro de 80 cm no cumple con el diámetro mínimo normativo (#4)
	NO	La separación de estribos excede la máxima permitida normativamente de 7.5 cm en los 1.2m superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal.

7.6.4 SISTEMA DE CONTENCIÓN BLOQUE A

Se presentan muros de contención localizados de forma perimetral conformando la contención de los sótanos, dichos muros presentan un espesor de 0.25.

SISTEMA DE CONTENCIÓN		
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**
C.7.12.2.1(B)	**SI**	El refuerzo que presentan los dados de cimentación cumple con la cuantía mínima normativa de 0.0018.

Figura 7–6 Modelo de computador para el análisis estructural del bloque A



Fuente: ETABS

Dados los hallazgos a nivel de cuantías de acero transversal de vigas y columnas y considerando los déficits en comparación con los límites establecidos en NSR-10, **se concluye que la capacidad de disipación de energía se encuentra entre mínima y moderada lo cual se representará en la definición del coeficiente de ductilidad para la validación sísmica de los elementos estructurales.**

7.7 CLASIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA BLOQUE B

7.7.1 VIGAS BLOQUE B

Respecto al cumplimiento sismo resistente para las vigas, al tratarse de una edificación aporticada localizada en una **Zona de Amenaza Intermedia** deben cumplir como mínimo parámetros de vigas con **Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO),** reglamentadas en C.21.3.4 del NSR-10. A continuación se hace un chequeo de las verificaciones normativas:

VIGAS AÉREAS PRINCIPALES				
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**		
C.21.3.4.1	**SI**	El ancho del elemento es superior de 20 cm.		
C.9.5 (a)	**SI**	La altura de la viga supera el mínimo requerido por reglamento al tratarse de una luz de 2.42 metros en voladizo, siendo esta la más crítica y requiriendo una altura de 0.49 m (H en vigas =0.60 m)		
C.21.3.4.2	**SI**	La excentricidad de las vigas respecto a las columnas no excede el 25% del ancho del apoyo.		
C.21.3.4.3	**NO**	La cuantía longitudinal que presentan las vigas en centros de luz en caras superiores, presenta déficit de 43% en la cuantía mínima requerida por norma a lo largo del elemento, en vigas de sección 0.60x0.60. Adicionalmente no se presentan empalmes en las barras que puedan darle propiedad de continuidad a las mismas.		
C.21.3.4.5	**NO**	Se presentan empalmes dentro de los nodos		
C.21.3.4.6	**SI**	Si tiene zona de confinamiento		
	SI	**Lo**	*L0 normativo = 1.20m*	*L0 presentado = 1.25m*
	NO	**So**	*So normativo = 0.10m*	*So presentado = 0.12m*
C.21.3.4.8	**SI**	Se disponen flejes sísmicos que no exceden la separación máxima en zona no confinada		
C.12.2.2	**NO**	No se presentan empalmes de las barras longitudinales en la parte superior de la viga		

7.7.2 COLUMNAS BLOQUE B

Las columnas presentes en la edificación deben cumplir como mínimo parámetros de columnas con **Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO),** reglamentadas en C.21.3.5 del NSR-10. Al comparar la configuración existente con relación a los artículos normativos dados en C.21.3.5, se tiene:

COLUMNAS				
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**		
C.21.3.5.1	**SI**	El área transversal de la sección del elemento supera la mínima exigida normativamente. (0.0625 m2)		
C.21.3.5.2	**SI**	El área de refuerzo longitudinal se encuentra dentro de los rangos establecidos por norma. Columna circular (8#7), Columna rectangular (4#5 + 6#6)		
C.21.3.5.6	**SI**	Si tiene zona de confinamiento		
	SI	**Lo**	Lo normativo = 60 cm	Lo presentado = 60cm
	SI	**So**	So normativo = 10 cm	So presentado = 10 cm
C.21.3.5.7	**NO**	Las columnas de los sótanos presentan un refuerzo transversal deficiente en el acero paralelo a la cara corta (35.5%) y en el acero paralelo a la cara larga (47.1%).		
C.21.3.5.8	**SI**	Los estribos del refuerzo trasversal estas dispuestos con ganchos a 135 grados, cumpliendo de acuerdo con C.7.1.4		
C.21.3.5.11	**NO**	La resistencia a la fluencia del acero es menor a la normativa dispuesta en la NTC 2289(ASTM A706M) ítem 1.2 GRADOS.		
	SI	**S1**	S1 normativo = 25 cm	S1 presentado = 20 cm

7.7.3 SISTEMA DE CIMENTACIÓN BLOQUE B

La cimentación que presenta la edificación corresponde a pilotes pre-excavados fundidos en sitio, vinculados a las respectivas columnas mediante dados y vigas de amarre en los dos sentidos principales. Los requisitos mínimos que deberían cumplir dichos elementos se evalúan a continuación:

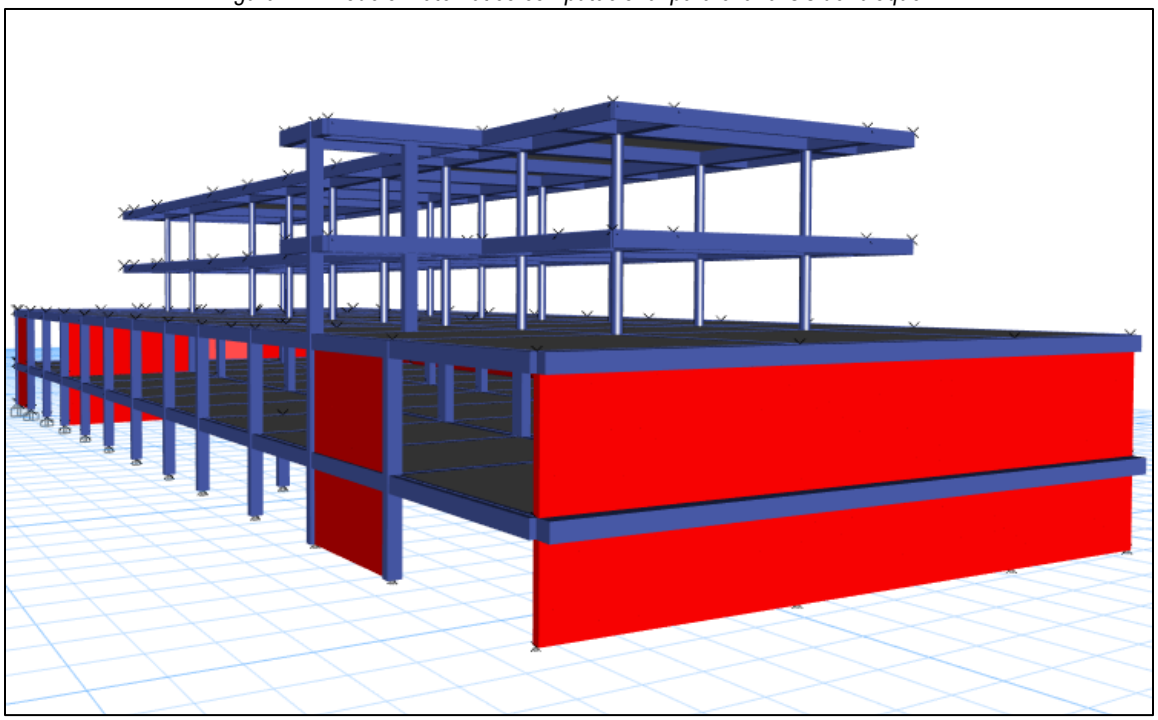
PILOTES DE CIMENTACIÓN		
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**
C.7.12.2.1(B)	**SI**	El refuerzo que presentan los dados de cimentación cumple con la cuantía mínima normativa de 0.0018.
C.15.7	**SI**	La altura de la zapata sobre el refuerzo inferior es mayor a la mínima según reglamento (300 mm)
A.3.6.4.2	**SI**	Los elementos de cimentación como dados se encuentran amarrados por elementos capaces de resistir en tensión o compresión.
TABLA C.15.11-1	**SI**	La resistencia del concreto f´c cumple la mínima normativa (17.5 MPa)
	SI	La cuantía longitudinal dispuesta en los pilotes está por encima de la mínima normativa dada en la tabla C.15.11-1.
	SI	El número de barras de acero longitudinal de los pilotes está por encima de la mínima normativa (4 barras).
	SI	La longitud del refuerzo longitudinal de los pilotes cumple con la mínima normativa (6m)
	NO	El refuerzo transversal para los pilotes de diámetro de 80 cm no cumple con el diámetro mínimo normativo (#4)
	NO	La separación de estribos excede la máxima permitida normativamente de 7.5 cm en los 1.2m superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal.

7.7.4 SISTEMA DE CONTENCIÓN BLOQUE B

Se presentan muros de contención localizados de forma perimetral conformando la contención de los sótanos, dichos muros presentan un espesor de 0.25

MURO DE CONTENCIÓN		
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**
C.7.12.2.1(B)	**SI**	El refuerzo que presentan los muros de contención cumple con la cuantía mínima normativa de 0.0018.

Figura 7–7 Modelo matemático computacional para el análisis del bloque B



Fuente: ETABS

Dados los hallazgos a nivel de cuantías de acero transversal de vigas y columnas y considerando los déficits en comparación con los límites establecidos en NSR-10, **se concluye que la capacidad de disipación de energía se encuentra entre mínima y moderada lo cual se representará en la definición del coeficiente de ductilidad para la validación sísmica de los elementos estructurales.**

7.8 CLASIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA BLOQUE C

7.8.1 VIGAS BLOQUE C

Respecto al cumplimiento sismo resistente para las vigas, al tratarse de una edificación aporticada localizada en una **Zona de Amenaza Intermedia** deben cumplir como mínimo parámetros de vigas con **Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO),** reglamentadas en C.21.3.4 del NSR-10. A continuación se hace un chequeo de las verificaciones normativas:

VIGAS AÉREAS PRINCIPALES				
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**		
C.21.3.4.1	**SI**	El ancho del elemento es superior de 20 cm.		
C.9.5 (a)	**SI**	La altura de la viga supera el mínimo requerido por reglamento al tratarse de una luz de 7.00 metros con ambos extremos continuos, siendo esta la más crítica y requiriendo una altura de 0.37 m (H en vigas =0.60 m)		
C.21.3.4.2	**SI**	La excentricidad de las vigas respecto a las columnas no excede el 25% del ancho del apoyo.		
C.21.3.4.3	**NO**	La cuantía longitudinal que presentan las vigas en centros de luz en caras superiores, presenta déficit de 43% en la cuantía mínima requerida por norma a lo largo del elemento, en vigas de sección 0.60x0.60. Adicionalmente no se presentan empalmes en las barras que puedan darle propiedad de continuidad a las mismas.		
C.21.3.4.5	**NO**	Se presentan empalmes dentro de los nodos		
C.21.3.4.6	**SI**	Si tiene zona de confinamiento		
	SI	**Lo**	*L0 normativo = 1.20m*	*L0 presentado = 1.25m*
	NO	**So**	*So normativo = 0.10m*	*So presentado = 0.12m*
C.21.3.4.8	**SI**	Se disponen flejes sísmicos que no exceden la separación máxima en zona no confinada		
C.12.2.2	**NO**	No se presentan empalmes de las barras longitudinales en la parte superior de la viga		

7.8.2 COLUMNAS BLOQUE C

Las columnas presentes en la edificación deben cumplir como mínimo parámetros de columnas con **Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO),** reglamentadas en C.21.3.5 del NSR-10. Al comparar la configuración existente con relación a los artículos normativos dados en C.21.3.5, se tiene:

COLUMNAS				
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**		
C.21.3.5.1	**SI**	El área transversal de la sección del elemento supera la mínima exigida normativamente. (0.0625 m2)		
C.21.3.5.2	**SI**	El área de refuerzo longitudinal se encuentra dentro de los rangos establecidos por norma. Columna rectangular (6#7 + 6#7)		
C.21.3.5.6	**SI**	Si tiene zona de confinamiento		
	SI	**Lo**	Lo normativo = 90 cm	Lo presentado = 2.10m
	SI	**So**	So normativo = 15 cm	So presentado = 10 cm
C.21.3.5.7	**NO**	Las columnas de los sótanos presentan un refuerzo transversal deficiente en el acero paralelo a la cara corta (5.5%) y en el acero paralelo a la cara larga (25.7%).		
C.21.3.5.8	**SI**	Los estribos del refuerzo trasversal estas dispuestos con ganchos a 135 grados, cumpliendo de acuerdo con C.7.1.4		
C.21.3.5.11	**NO**	La resistencia a la fluencia del acero es menor a la normativa dispuesta en la NTC 2289(ASTM A706M) ítem 1.2 GRADOS.		
	SI	**S1**	S1 normativo = 35 cm	S1 presentado = 10 cm

7.8.3 SISTEMA DE CIMENTACIÓN BLOQUE C

La cimentación que presenta la edificación corresponde a pilotes pre-excavados fundidos en sitio, vinculados a las respectivas columnas mediante dados y vigas de amarre en los dos sentidos principales. Los requisitos mínimos que deberían cumplir dichos elementos se evalúan a continuación:

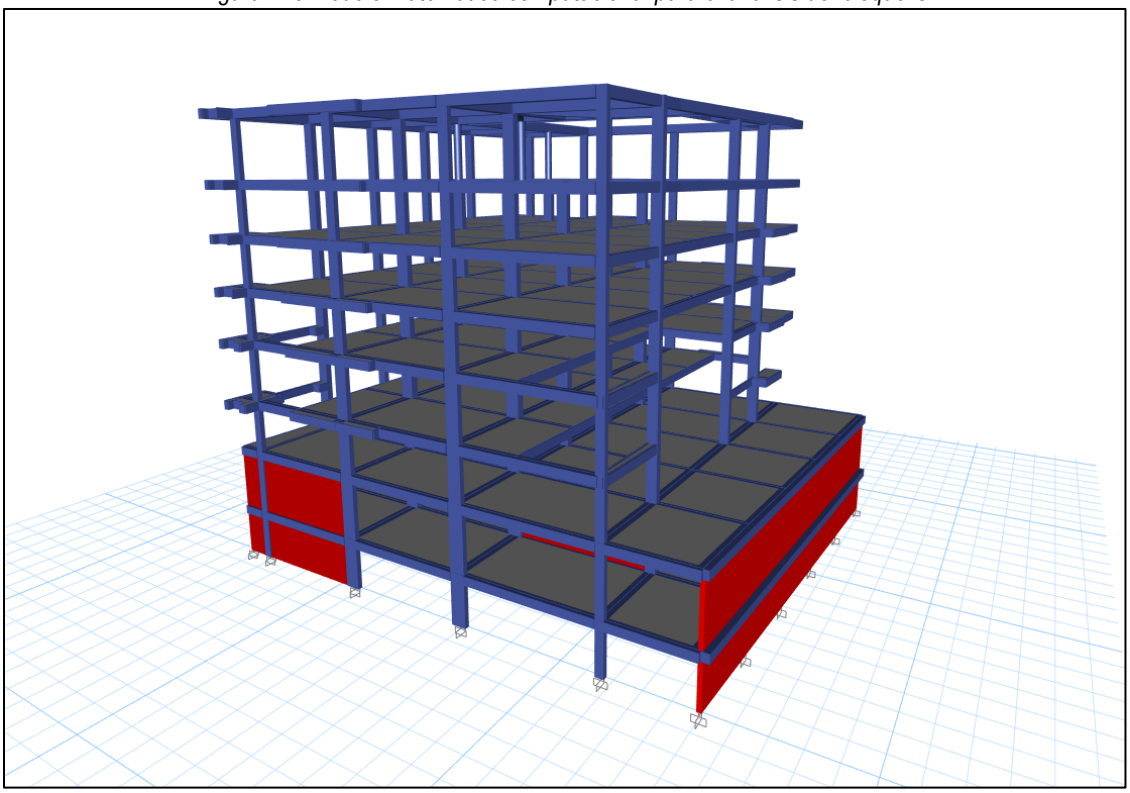
PILOTES DE CIMENTACIÓN		
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**
C.7.12.2.1(B)	**SI**	El refuerzo que presentan los dados de cimentación cumple con la cuantía mínima normativa de 0.0018.
C.15.7	**SI**	La altura de la zapata sobre el refuerzo inferior es mayor a la mínima según reglamento (300 mm)
A.3.6.4.2	**SI**	Los elementos de cimentación como dados se encuentran amarrados por elementos capaces de resistir en tensión o compresión.
TABLA C.15.11-1	**SI**	La resistencia del concreto f´c cumple la mínima normativa (17.5 MPa)
	SI	La cuantía longitudinal dispuesta en los pilotes está por encima de la mínima normativa dada en la tabla C.15.11-1.
	SI	El número de barras de acero longitudinal de los pilotes está por encima de la mínima normativa (4 barras).
	SI	La longitud del refuerzo longitudinal de los pilotes cumple con la mínima normativa (6m)
	NO	El refuerzo transversal para los pilotes de diámetro de 80 cm no cumple con el diámetro mínimo normativo (#4)
	NO	La separación de estribos excede la máxima permitida normativamente de 7.5 cm en los 1.2m superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal.

7.8.4 SISTEMA DE CONTENCIÓN BLOQUE C

Se presentan muros de contención localizados de forma perimetral conformando la contención de los sótanos, dichos muros presentan un espesor de 0.25

MURO DE CONTENCIÓN		
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**
C.7.12.2.1(B)	**SI**	El refuerzo que presentan los muros de contención cumple con la cuantía mínima normativa de 0.0018.

Figura 7–8 Modelo matemático computacional para el análisis del bloque C



Fuente: ETABS

Dados los hallazgos a nivel de cuantías de acero transversal de vigas y columnas y considerando los déficits en comparación con los límites establecidos en NSR-10, **se concluye que la capacidad de disipación de energía se encuentra entre mínima y moderada lo cual se representará en la definición del coeficiente de ductilidad para la validación sísmica de los elementos estructurales.**

7.9 CLASIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA BLOQUE D

7.9.1 VIGAS BLOQUE D

Respecto al cumplimiento sismo resistente para las vigas, al tratarse de una edificación aporticada localizada en una **Zona de Amenaza Intermedia** deben cumplir como mínimo parámetros de vigas con **Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO),** reglamentadas en C.21.3.4 del NSR-10. A continuación se hace un chequeo de las verificaciones normativas:

VIGAS AÉREAS PRINCIPALES				
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**		
C.21.3.4.1	**SI**	El ancho del elemento es superior de 20 cm.		
C.9.5 (a)	**SI**	La altura de la viga supera el mínimo requerido por reglamento al tratarse de una luz máxima en el proyecto de 20.40 metros, con ambos extremos continuos se tiene una altura de vigas de 1.50 metros.		
C.21.3.4.2	**SI**	Las vigas presentan apoyos que no superan excentricidades mayores al 25 por ciento.		
C.21.3.4.3	**NO**	La cuantía longitudinal que presentan las vigas en centros de luz en caras superiores, presenta déficit de 43% en la cuantía mínima requerida por norma a lo largo del elemento, en vigas de sección 0.60x0.60. Adicionalmente no se presentan empalmes en las barras, por tanto, no se puede darle continuidad al refuerzo.		
C.21.3.4.5	**NO**	Se presentan empalmes dentro de los nodos viga-columna.		
C.21.3.4.6	**NO**	Los elementos presentan barras #4, para vigas de sección de 0.60x0.60m, se debe disponer una separación de flejes c/a 0.10m y en planos se presentan flejes en zona de confinamiento de 0.12m		
	SI	**Lo**	*L0 normativo = 1.20m*	*L0 presentado = 1.30m*
	NO	**So**	*So normativo = 0.10m*	*So presentado = 0.125 m*
C.21.3.4.8	**SI**	Se presentan estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos espacios espaciados a no más de d/2 en toda la longitud del elemento.		
C.12.2.2	**NO**	No se presentan empalmes de las barras longitudinales, en las caras superiores de las vigas.		

7.9.2 COLUMNAS BLOQUE D

Las columnas presentes en la edificación deben cumplir como mínimo parámetros de columnas con **Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO),** reglamentadas en C.21.3.5 del NSR-10. Al comparar la configuración existente con relación a los artículos normativos dados en C.21.3.5, se tiene:

COLUMNAS				
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**		
C.21.3.5.1	**SI**	El área transversal de la sección del elemento supera la mínima exigida normativamente. (0.0625 m2)		
C.21.3.5.2	**SI**	El área de refuerzo longitudinal se encuentra dentro de los rangos establecidos por norma. Por encima del 0.01Ag.		
C.21.3.5.6	**SI**	Los elementos presentan zonas de confinamiento		
	SI	**Lo**	Lo normativo = 1.20 m	Lo presentado = TODA
	SI	**So**	So normativo = 0.15 m	So presentado =0.10 m
C.21.3.5.7	**NO**	Los elementos presentan un refuerzo transversal deficiente. (Déficit de 40% Lado largo y 3% lado corto)		
C.21.3.5.8	**SI**	Los estribos del refuerzo trasversal estas dispuestos con ganchos a 135 grados, cumpliendo de acuerdo con C.7.1.4		
C.21.3.5.11	**NO**	Los estribos del refuerzo trasversal fuera de la zona de confinamiento estas dispuestos con una separación de 20 cm, acorde a la norma, pero se presenta un límite a la fluencia de los flejes de 240MPa, lo cual no es acorde a NTC 2289(ASTM A706M)- ítem 1.2 GRADOS.		
	SI	**S1**	S1 normativo = 30 cm	S1 presentado = 20 cm

7.9.3 SISTEMA DE CIMENTACIÓN BLOQUE D

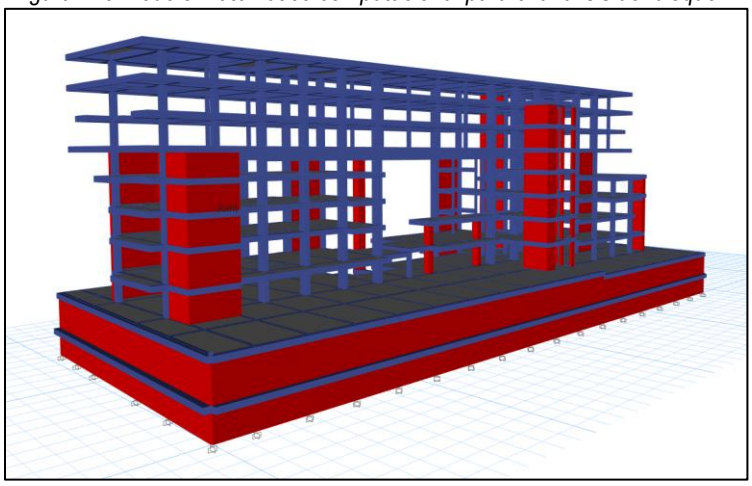
El sistema de cimentación, es un tipo de cimentación profunda compuesta por pilotes con longitudes de 20, 25 y 30 metros, amarrados de la parte superior por un dado, que a su vez están vinculados entre sí por vigas. Los requisitos mínimos que deberían cumplir dichos elementos se evalúan a continuación:

ZAPATAS AISLADAS DE CIMENTACIÓN		
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**
C.7.12.2.1 (b)	**SI**	La cuantía de refuerzo que presentan los dados de cimentación está por encima de la normativa 0.0018.
C.15.7	**SI**	La altura de la zapata sobre el refuerzo inferior es mayor a la mínima según reglamento (300 mm)
A.3.6.4.2	**SI**	Los elementos de cimentación como dados se encuentran amarrados por elementos capaces de resistir en tensión o compresión.
TABLA C.15.11-1	**SI**	La resistencia del concreto f´c cumple la mínima normativa (17.5 MPa)
	SI	La cuantía longitudinal dispuesta en los pilotes está por encima de la mínima normativa dada en la tabla C.15.11-1.
	SI	El número de barras de acero longitudinal de los pilotes está por encima de la mínima normativa (4 barras).
	SI	La longitud del refuerzo longitudinal de los pilotes cumple con la mínima normativa (6m)
	NO	El refuerzo transversal para los pilotes de diámetro de 80 cm no cumple con el diámetro mínimo normativo (#4)
	NO	La separación de estribos excede la máxima permitida normativamente de 7.5 cm en los 1.2m superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal.

7.9.4 SISTEMA DE CONTENCIÓN BLOQUE D

COLUMNAS		
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**
C.7.12.2.1(B)	**SI**	El refuerzo que presentan en el muro de contención cumple con la cuantía mínima normativa de 0.0018.

Figura 7–9 Modelo matemático computacional para el análisis del bloque D



Fuente: ETABS

Dados los hallazgos a nivel de cuantías de acero transversal de vigas y columnas y considerando los déficits en comparación con los límites establecidos en NSR-10, **se concluye que la capacidad de disipación de energía se encuentra entre mínima y moderada lo cual se representará en la definición del coeficiente de ductilidad para la validación sísmica de los elementos estructurales.**

7.10 CLASIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA BLOQUE E

7.10.1 VIGAS BLOQUE E

Respecto al cumplimiento sismo resistente para las vigas, al tratarse de una edificación aporticada localizada en una **Zona de Amenaza Intermedia** deben cumplir como mínimo parámetros de vigas con **Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO),** reglamentadas en C.21.3.4 del NSR-10. A continuación se hace un chequeo de las verificaciones normativas:

VIGAS AÉREAS PRINCIPALES				
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**		
C.21.3.4.1	**SI**	El ancho del elemento es superior de 20 cm.		
C.9.5 (a)	**SI**	La altura de la viga supera el mínimo requerido por reglamento al tratarse de una luz máxima en el proyecto de 9.25 metros, simplemente apoyada se tiene una altura de vigas de 0.60 metros.		
C.21.3.4.2	**SI**	Las vigas presentan apoyos que no superan excentricidades mayores al 25 por ciento.		
C.21.3.4.3	**NO**	La cuantía longitudinal que presentan las vigas en centros de luz en caras superiores, presenta déficit de 55% en la cuantía mínima requerida por norma a lo largo del elemento, en vigas de sección 0.40x0.60. Adicionalmente no se presentan empalmes en las barras, por tanto, no se puede darle continuidad al refuerzo.		
C.21.3.4.5	**NO**	Se presentan empalmes dentro de los nodos viga-columna.		
C.21.3.4.6	**NO**	Los elementos presentan barras #4, para vigas de sección de 0.40x0.60m, se debe disponer una separación de flejes c/a 0.10m y en planos se presentan flejes en zona de confinamiento de 0.12m		
	SI	**Lo**	*L0 normativo = 1.20m*	*L0 presentado = 1.30m*
	NO	**So**	*So normativo = 0.10m*	*So presentado = 0.125 m*
C.21.3.4.8	**SI**	Se presentan estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos espacios espaciados a no más de d/2 en toda la longitud del elemento.		
C.12.2.2	**NO**	No se presentan empalmes de las barras longitudinales, en las caras superiores de las vigas.		

7.10.2 COLUMNAS BLOQUE E

Las columnas presentes en la edificación deben cumplir como mínimo parámetros de columnas con **Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO),** reglamentadas en C.21.3.5 del NSR-10. Al comparar la configuración existente con relación a los artículos normativos dados en C.21.3.5, se tiene:

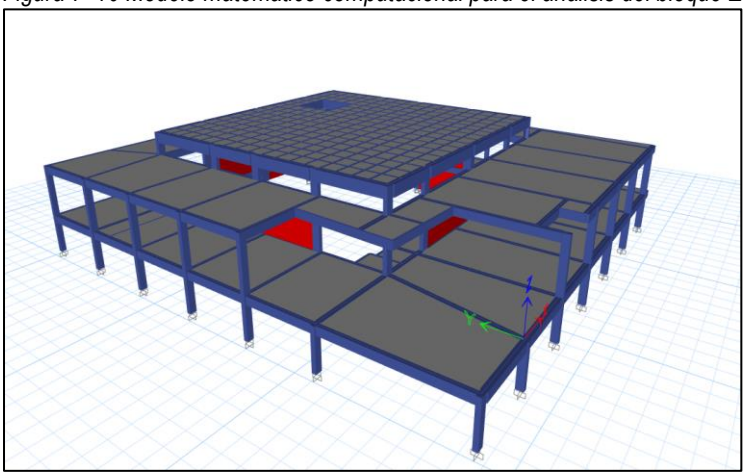
COLUMNAS				
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**		
C.21.3.5.1	**SI**	El área transversal de la sección del elemento supera la mínima exigida normativamente. (0.0625 m2)		
C.21.3.5.2	**SI**	El área de refuerzo longitudinal se encuentra dentro de los rangos establecidos por norma. Por encima del 0.01Ag.		
C.21.3.5.6	**SI**	Los elementos presentan zonas de confinamiento		
	SI	**Lo**	Lo normativo = .60 m	Lo presentado = .95m
	SI	**So**	So normativo = 0.10 m	So presentado =0.10 m
C.21.3.5.7	**NO**	Los elementos presentan un refuerzo transversal deficiente. (Déficit de 57% Lado largo y 50% lado corto)		
C.21.3.5.8	**SI**	Los estribos del refuerzo trasversal estas dispuestos con ganchos a 135 grados, cumpliendo de acuerdo con C.7.1.4		
C.21.3.5.11	**NO**	Los estribos del refuerzo trasversal fuera de la zona de confinamiento estas dispuestos con una separación de 20 cm, acorde a la norma, pero se presenta un límite a la fluencia de los flejes de 240MPa, lo cual no es acorde a NTC 2289(ASTM A706M)- ítem 1.2 GRADOS.		
	SI	**S1**	S1 normativo = 20 cm	S1 presentado = 20 cm

7.10.3 SISTEMA DE CIMENTACIÓN BLOQUE E

El sistema de cimentación, es un tipo de cimentación profunda compuesta por pilotes con longitudes de 20, 25 y 30 metros, amarrados de la parte superior por un dado, que a su vez están vinculados entre sí por vigas. Los requisitos mínimos que deberían cumplir dichos elementos se evalúan a continuación:

ZAPATAS AISLADAS DE CIMENTACIÓN		
ARTICULO	**¿CUMPLE?**	**OBSERVACIONES**
C.7.12.2.1 (b)	**SI**	La cuantía de refuerzo que presentan los dados de cimentación está por encima de la normativa 0.0018.
C.15.7	**SI**	La altura de la zapata sobre el refuerzo inferior es mayor a la mínima según reglamento (300 mm)
A.3.6.4.2	**SI**	Los elementos de cimentación como dados se encuentran amarrados por elementos capaces de resistir en tensión o compresión.
TABLA C.15.11-1	**SI**	La resistencia del concreto f´c cumple la mínima normativa (17.5 MPa)
	SI	La cuantía longitudinal dispuesta en los pilotes está por encima de la mínima normativa dada en la tabla C.15.11-1.
	SI	El número de barras de acero longitudinal de los pilotes está por encima de la mínima normativa (4 barras).
	SI	La longitud del refuerzo longitudinal de los pilotes cumple con la mínima normativa (6m)
	NO	El refuerzo transversal para los pilotes de diámetro de 80 cm no cumple con el diámetro mínimo normativo (#4)
	NO	La separación de estribos excede la máxima permitida normativamente de 7.5 cm en los 1.2m superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal.

Figura 7–10 Modelo matemático computacional para el análisis del bloque E



Fuente: ETABS

Dados los hallazgos a nivel de cuantías de acero transversal de vigas y columnas y considerando los déficits en comparación con los límites establecidos en NSR-10, **se concluye que la capacidad de disipación de energía se encuentra entre mínima y moderada lo cual se representará en la definición del coeficiente de ductilidad para la validación sísmica de los elementos estructurales.**

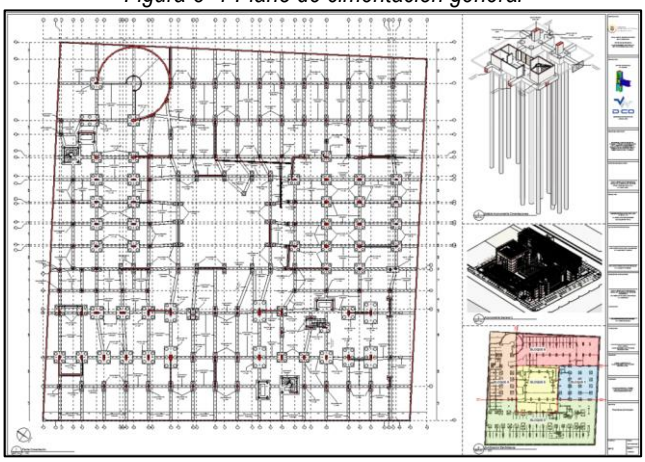
8 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

8.1 CONDICIONES INICIALES (datos de entrada).

8.1.1 Geometría, dimensiones de elementos: Revit (Levantamiento).

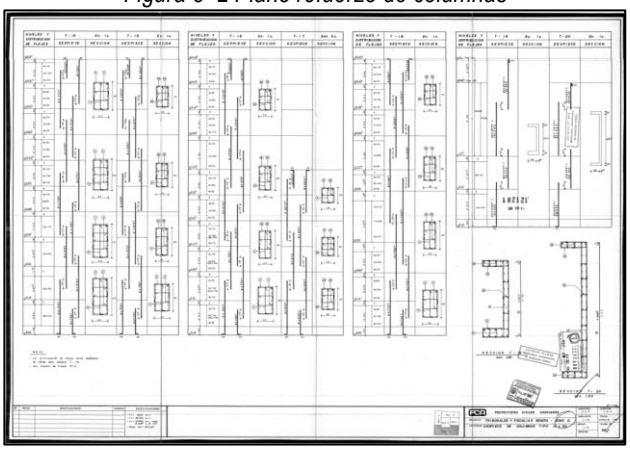
A partir de la información suministrada mediante trabajo de campo, respecto a la configuración estructural y arquitectónica de la edificación TRIBUNALES DE CUNDINAMARCA Y BOGOTÁ, como archivos de Revit, dwg y pdf fue posible determinar la geometría en general como, secciones de elementos, niveles de plantas, nodos entre elementos y detallado del refuerzo en los elementos de concreto reforzado.

Figura 8–1 Plano de cimentación general



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

Figura 8–2 Plano refuerzo de columnas



Fuente: Levantamiento y planos arquitectónicos, Revit

8.1.2 Propiedades mecánicas

La estructura de la edificación en estudio y sus elementos estructurales de los cuales se compone la misma presentan una seria de características mecánicas en sus materiales, las cuales se presentan a continuación de forma detallada y discriminada por zonas con base en los estudios de laboratorio.

TABLA CON CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES POR BLOQUE						
BLOQUE	**f'c Columna y cimentación**	**f'c Muros**	**f'c Vigas**	**γ concreto**	**fy Barras ø ≥ ½"**	**fy Barras ø < ½"**
A	27MPa	24.5MPa	24.5 MPa	2400kg/m^3	420MPa	240MPa
B	27MPa	24.5MPa	24.5 MPa	2400kg/m^3	420MPa	240MPa
C	27MPa	24.5MPa	24.5 MPa	2400kg/m^3	420MPa	240MPa
D	26.9MPa	24.5MPa	24.9 MPa	2400kg/m^3	420MPa	240MPa
E	26.9MPa	24.5MPa	24.9 MPa	2400kg/m^3	420MPa	240MPa

8.1.3 Solicitaciones, cargas y combinaciones

Para el estudio de vulnerabilidad estructural se determinan y presentan los siguientes padrones de cargas:

PADRÓN DE CARGA	DEFINICIÓN
D = Carga Muerta	- Peso propio del elemento.
SD = Súper Muerta	- Peso de todos de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación, muros y particiones divisorias de espacios. Peso de equipos permanentes.
G= Carga granizo	- Granizo sin tener en cuenta la contribución del empozamiento.
L= Cargas vivas	- Cargas vivas, debidas al uso y ocupación de la edificación, incluyendo cargas debidas a objetos móviles, particiones que se pueden cambiar de sitio.
Lr= Carga viva sobre la cubierta.	- Cargas vivas, sobre cubiertas.
Fs= Fuerzas sísmicas	- Fuerzas sísmicas calculadas de acuerdo con los requisitos del Título A del Reglamento.
E= Fuerzas sísmicas reducidas.	- (E= FS/R) que se emplean para diseñar los miembros estructurales.
Ro= Coeficiente de capacidad de disipación de energía	- Definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural.
R= Coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño	- Corresponde al coeficiente de disipación de energía básico multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica (R=φaφpφrR0)

COMBINACIONES CARGA USANDO MÉTODO DE RESISTENCIA

Para el estudio de vulnerabilidad estructural se establecen las siguientes combinaciones de cargas a usar:

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó G ó Le)
- 1.2D + 1.6L(Lr ó G ó Le) + (1.0L ó 0.5W)
- 1.2D + 1.0W + 1.0L +0.5(Lr ó G ó Le)
- 1.2D + 1.0E + 1.0L
- 0.9D + 1.0W
- 0.9D + 1.0E

Adicionalmente, se consideran las combinaciones de carga que incluyen el coeficiente de sobre resistencia como se define en A.3.3.9.

Figura 8–3 Definición del coeficiente de sobre resistencia para las combinaciones de carga

$$E = \frac{\Omega_0 F_s}{R} \pm 0.5 A_a F_a D$$

Fuente: A.3.3.9 del NSR-10

DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO

Los parámetros sísmicos a ser considerados en el análisis de este tipo de estructura se citan a continuación.

- Zona de amenaza sísmica
- Perfil de uso de suelo
- Grupo de uso
- Coeficiente de Aceleración Pico Efectiva (AA.)
- Coeficiente de Velocidad Pico Efectiva (AA.)
- Coeficiente de ampliación (Fa)
- Coeficiente de ampliación (Fv)
- Coeficiente de importancia (I)

8.1.4 Modelación matemática (ETABS).

El análisis de la estructura se realiza por medio del software Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS), trabajando bajo los principios del análisis matricial de estructuras y el método de los elementos finitos, principalmente. Su funcionamiento se basa en la definición de datos de entrada cuyo procesamiento genera datos de salida. De forma general, los datos de entrada son:

- Características de materiales de construcción.
- Definición de secciones de los elementos estructurales: Elementos tipo fríame que emulan columnas y vigas; Elementos Shell thick emulan muros pantalla y muros de contención; Y elementos Shell membrane que permiten emular las cargas y su dirección en las losas nervadas.
- Condiciones de apoyo de la estructural.
- Fuentes de masa para cálculo de carga muerta.
- Espectro de respuesta de aceleraciones.
- Casos y patrones de carga (cargas vivas, muertas, granizo, sismo estático, empujes, sismos dinámicos, viento).
- Combinaciones de carga.
- Configuración tridimensional de la estructura por medio de nodos con coordenadas X, Y, Z.

De lo anterior se obtiene datos de salida como:

- Esfuerzos internos en los elementos estructurales (flexión, cortante, compresión, flexo compresión, etc.).
- Desplazamientos de nodos libres.
- Reacciones en los puntos de apoyo de la estructura.

Variables de modelación:

Viguetería: No se incluyen en la modelación estructural, modelando únicamente el sistema estructural de resistencia sísmica y las vigas de borde.

Entrepiso: Se modela con un elemento tipo Shell Membrane que reparte en solo una dirección. Presenta espesor y rigidez cero constituyéndose en un elemento netamente de transmisión de carga.

Fuerzas sísmicas: Se consideran solamente desde la primera planta aérea hacia arriba teniendo en cuenta las condiciones de confinamiento de los sótanos. Asimismo, se consideran fuerzas sísmicas para una edificación nueva de acuerdo con A.10.9.2.3 – *Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia del Decreto 1400 de 1984 – Grupos de Uso I y II del Reglamento NSR-10.*

Diafragmas rígidos: Se consideran para todos los entrepisos con sistema aligerado compuesto por viguetas y tortas.

Modelación de vigas y columnas: Elementos tipo frame.

Modelación de muros de cortante y muros de contención: Elementos tipo Shell Thin con todos los grados de libertad libre.

9 ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD – ETAPAS INICIALES

Un estudio de vulnerabilidad estructural se define como la cuantificación de la capacidad de resistencia de una edificación frente a acciones externas bien sean gravitacionales o laterales. Adicionalmente, los estudios de vulnerabilidad estructural se complementan con los estudios de vulnerabilidad sísmica que intentan cuantificar las condiciones funcionales de una edificación frente a las acciones externas ya mencionas. Para lograr calcular la vulnerabilidad estructural y sísmica, es necesario desarrollar una serie de etapas de estudio en donde se busca conocer las propiedades de materiales, refuerzo y demás características que definen el comportamiento de una edificación.

A continuación, se presenta la información preliminar del procedimiento de evaluación de intervención a la edificación en estudio según el titulo A.10.1.4 del Reglamento NSR-10 – PROCEDIMIENTO DE LA EVALUACIÓN DE LA INTERVENCIÓN.

9.1 ETAPA 1 – ALCANCE DE LOS TRABAJOS (A.10.1.3)

El alcance del presente estudio está cubierto por A.10.1.3.3 – VULNERABILIDAD SÍSMICA y A.10.1.3.5 REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL. Se excluye del alcance el artículo A.10.1.3.7 – Cumplimiento de los títulos J y K debido a que no está obligada a cumplir con dichas especificaciones de acuerdo con el mismo artículo.

9.2 ETAPA 2 – RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN DE LA EDIFICACIÓN (A.10.2)

A.10.2.1 – Información previa

a) Se consultaron documentos técnicos (principalmente planos y memorias de cálculo) presentes en el **departamento administrativo de planeación distrital**, donde se permitió conocer **el año de construcción y generalidades de la edificación**, información que se contrastó con los hallazgos obtenidos durante las visitas técnicas de inspección. Con dicho levantamiento ha sido posible **constatar las características de materiales y acero de refuerzo, geometría y aspectos particulares de elementos estructurales** representativos e importantes. Además, existen registros de memorias de cálculo, licencias de construcción, planos, estudios geotécnicos etc.
b) **La calidad de la construcción se clasifica como BUENA** basados en los hallazgos y estudios de ingeniería estructural, considerando que los diseños se realizaron en cumplimiento de las especificaciones dadas en el Código Colombiano de Construcción Sismo Resistente del 84 y se desarrolló con la mejor tecnología de la época. Existen regularidades en la distribución de las masas y rigideces, adecuados anclajes y adecuados amarres estructurales.
c) **El estado de conservación de la estructura se clasifica como BUENA** basados en los hallazgos y estudios patológicos.
d) Producto del estudio patológico, se ha concluido que, la edificación **no presenta fallas generalizadas que indiquen algún tipo de inestabilidad local o global,** Es preciso establecer que **no hay evidencia de deflexiones verticales o laterales excesivas.**

e) De acuerdo con el levantamiento arquitectónico, el estado superficial de elementos no estructurales frágiles y el registro de niveles, **no hay evidencia de la ocurrencia de asentamientos diferenciales en la edificación.**

f) **No hay evidencia de daños causados por la ocurrencia de eventos extraordinarios pasados** como explosiones, incendio, sismos, remodelaciones o aumento de sobrecargas. La integridad general de la edificación es buena.

9.3 ETAPA 3 – CALIFICACIÓN DEL ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL (A.10.2)

De acuerdo con los hallazgos de la edificación, lo indicado en el numeral 7.2 del presente informe y las indicaciones dadas en A.10.2 del NSR-10, la clasificación del sistema estructural se muestra a continuación.

ZONA	CALIDAD DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL Y SU SISTEMA DE CIMENTACIÓN		ESTADO DE MANTENIMIENTO Y CONSERVACIÓN	
	CALIFICACIÓN	ϕ_e	CALIFICACIÓN	ϕ_c
BLOQUE A	*BUENA*	**1.00**	*BUENA*	**1.00**
BLOQUE B	*BUENA*	**1.00**	*BUENA*	**1.00**
BLOQUE C	*BUENA*	**1.00**	*BUENA*	**1.00**
BLOQUE D	*BUENA*	**1.00**	*BUENA*	**1.00**
BLOQUE E	*BUENA*	**1.00**	*BUENA*	**1.00**

9.4 ETAPA 4 – CÁLCULO DE LAS SOLICITACIONES EQUIVALENTES

9.4.1 BLOQUE A

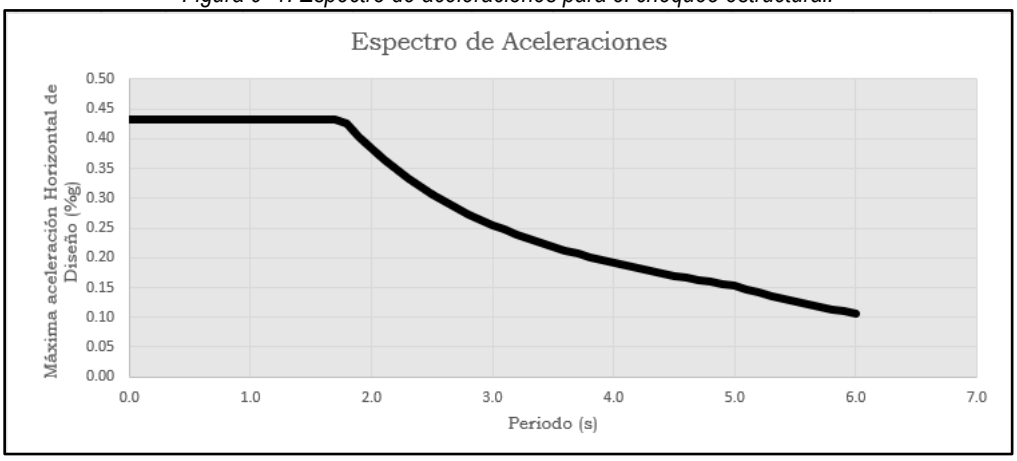
9.4.1.1 Espectro de respuesta.

A continuación, se presentan los valores usados para el análisis estructural de las dos edificaciones dilatadas:

Tabla 9.1.Datos del espectro de respuesta

Perfil de suelo	LACUSTRE -300
Grupo de uso	II
Coeficiente de Aceleración Pico Efectiva (Aa)	0.15
Coeficiente de Velocidad Pico Efectiva (Av)	0.20
Coeficiente de ampliación (Fa)	1.05
Coeficiente de ampliación (Fv)	2.90
Coeficiente de Importancia (I)	1.10

Figura 9–1. Espectro de aceleraciones para el chequeo estructural.



9.4.1.2 Avalúo de cargas

Los avalúos de cargas se muestras de forma detallada en el Anexo 1 – Avalúos y análisis sísmico. De acuerdo con el proyecto arquitectónico, de forma general se tienen los siguientes valores de sobrecargas:

CARGAS GRAVITACIONALES

Tabla 9.2 Avaluo de cargas Bloque A

NIVEL	TIPO DE CARGA	MAGNITUD
N-4.00 (Sótano Primer Nivel)	Carga muerta	502.9 kgf/m^2
	Carga viva	250 kgf/m^2
N+.00 (Basamento)	Carga muerta	642 kgf/m^2
	Carga viva	200 kgf/m^2
N+3.10 (Nivel 1)	Carga muerta	794.6 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+6.85 (Nivel 2)	Carga muerta	784.1 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+9.95 (Nivel 3)	Carga muerta	814.7 kgf/m^2
	Carga viva	180 kgf/m^2
N+13.05 (Nivel 4)	Carga muerta	851.7 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N +16.15 (Cubierta)	Carga muerta	582.4 kgf/m^2
	Carga viva	180 kgf/m^2

Fuente: propia

Empujes de suelo sobre los muros de contención:

Tabla 9.3.Información muros de contención

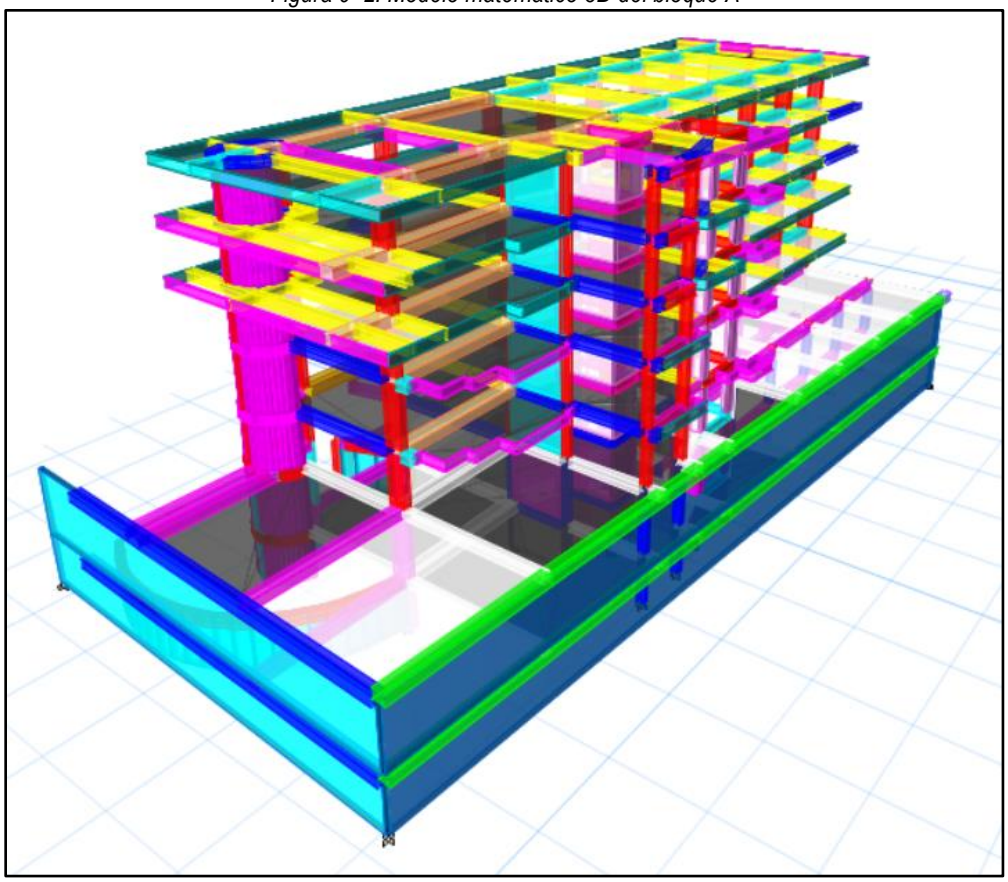
TIPO DE CARGA	MAGNITUD
Peso específico del suelo	1.800 ton/m^3
Empuje del suelo a N + 0.00	0.000 ton/m^2
Empuje del suelo a N – 7.05	5.94 ton/m^2

Fuente: propia

9.4.1.3 Análisis sísmico y combinaciones de carga

De acuerdo con la geometría de la estructura, se ha realizado el análisis sísmico para el bloque A (estructura con dos sótanos, 5 niveles y cubierta en concreto). Los análisis sísmicos detallados se muestran en el Anexo 2 – Avalúos y análisis sísmico.

Figura 9–2. Modelo matemático 3D del bloque A



Fuente: ETABS

9.4.1.4 Análisis sísmico estructura Bloque A.

S_a (g)	0.433
R'_o	3.37 en dirección X 3.37 en dirección Y
ϕ_p	0.90
ϕ_a	1.00
ϕ_r	1.00
R'_X	**3.03**
R'_Y	**3.03**
Vs estático	1843.0 ton
Vs dinámico (90% del Vs estático)	1658.7 ton
Factor de ajuste en X	1.218
Factor de ajuste en Y	1.060

9.4.2 BLOQUE B

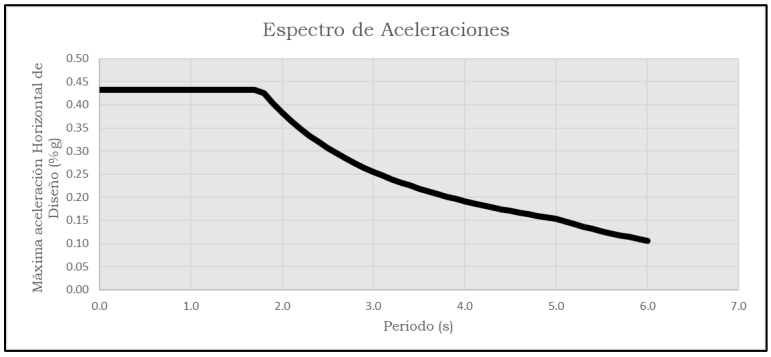
9.4.2.1 Espectro de respuesta Bloque B

A continuación, se presentan los valores usados para el análisis estructural del bloque B de los tribunales de Cundinamarca:

Tabla 9.4 Datos del espectro de respuesta

Perfil de suelo	LACUSTRE-300
Grupo de uso	II
Coeficiente de Aceleración Pico Efectiva (Aa)	0.15
Coeficiente de Velocidad Pico Efectiva (Av)	0.20
Coeficiente de ampliación (Fa)	1.05
Coeficiente de ampliación (Fv)	2.90
Coeficiente de Importancia (I)	1.10

Figura 9–3 Espectro de aceleraciones para el chequeo estructural



9.4.2.2 Avalúo de cargas Bloque B

Los avalúos de cargas se muestras de forma detallada en el Anexo 1 – Avalúos y análisis sísmico. De acuerdo con el proyecto arquitectónico, de forma general se tienen los siguientes valores de sobrecargas:

Cargas gravitacionales

Tabla 9.5 Avalúo de cargas Bloque B

NIVEL	TIPO DE CARGA	MAGNITUD
N-4.00 (Nivel sótano 1)	Carga muerta	497 kgf/m^2
	Carga viva	250 kgf/m^2
N+0.00 (Basamento)	Carga muerta	720 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+3.10 (Nivel 1)	Carga muerta	710 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+6.85 (Cubierta)	Carga muerta	582 kgf/m^2
	Carga viva	180 kgf/m^2
	Carga Granizo	50 kgf/m^2
	Viento	40 kgf/m^2

Fuente: Propia

Empujes de suelo sobre los muros de contención:

Tabla 9.6. Información muros de contención

TIPO DE CARGA	MAGNITUD
Peso específico del suelo	1.800 ton/m^3
Empuje del suelo a N + 0.00	0 ton/m^2
Empuje del suelo a N – 7.05	5.94 ton/m^2

Fuente: Propia

9.4.2.3 Análisis sísmico y combinaciones de carga Bloque B

De acuerdo con la geometría de la estructura se ha realizado el análisis sísmico para cada edificación identificando (estructura con 2 sótanos, 2 niveles y cubierta en placa nervada en una dirección). Los análisis sísmicos detallados se muestran en el Anexo 2 – Avalúos y análisis sísmico.

Figura 9–4 Modelo matemático 3D Bloque B

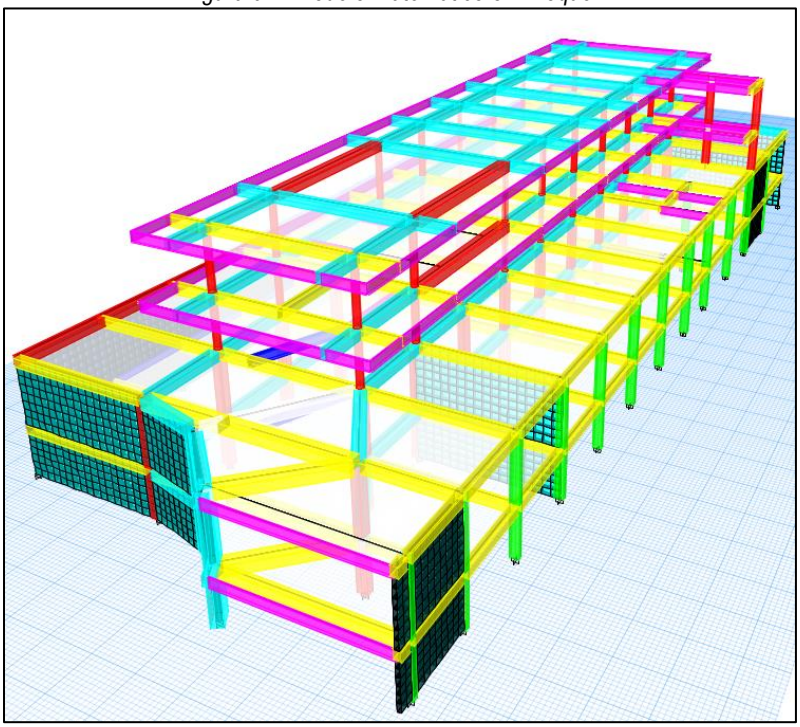


Tabla 9.7 Datos sisimicos Bloque B

S_a (g)	0.433
R'_o	3.82 en dirección X 3.82 en dirección Y
ϕ_p	0.90
ϕ_a	1.00
ϕ_r	1.00
R'_X	**3.44**
R_Y	**3.44**
Vs estático	482.5 ton
Vs dinámico (90% del Vs estático)	434.2 ton
Factor de ajuste en X	1.01
Factor de ajuste en Y	1.30

9.4.3 BLOQUE C

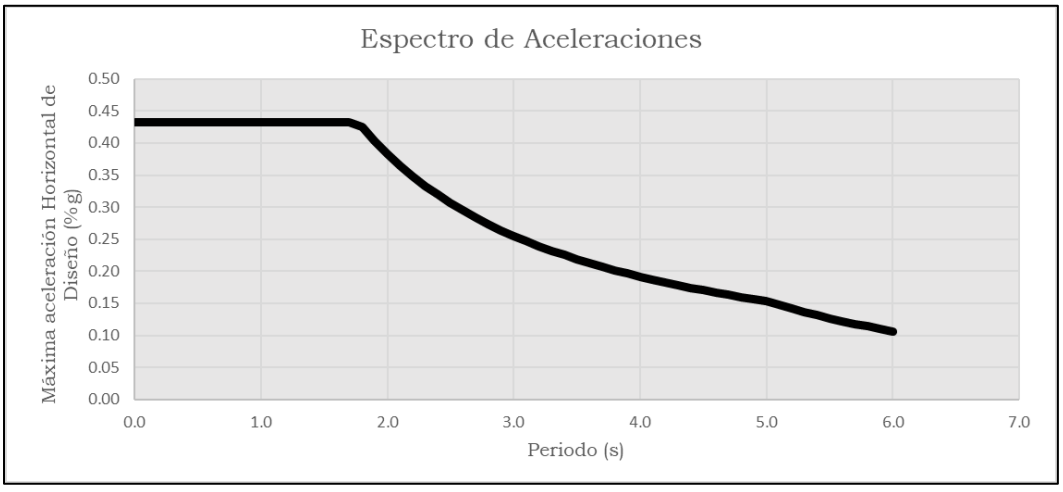
9.4.3.1 Espectro de respuesta Bloque C

A continuación, se presentan los valores usados para el análisis estructural del bloque C de los tribunales de Cundinamarca:

Tabla 9.8 Datos del espectro de respuesta

Perfil de suelo	LACUSTRE-300
Grupo de uso	II
Coeficiente de Aceleración Pico Efectiva (Aa)	0.15
Coeficiente de Velocidad Pico Efectiva (Av)	0.20
Coeficiente de ampliación (Fa)	1.05
Coeficiente de ampliación (Fv)	2.90
Coeficiente de Importancia (I)	1.10

Figura 9–5 Espectro de aceleraciones para el chequeo estructural



9.4.3.2 Avalúo de cargas Bloque C

Los avalúos de cargas se muestras de forma detallada en el Anexo 1 – Avalúos y análisis sísmico. De acuerdo con el proyecto arquitectónico, de forma general se tienen los siguientes valores de sobrecargas:

Cargas gravitacionales

Tabla 9.9 Avalúo de cargas Bloque C

NIVEL	TIPO DE CARGA	MAGNITUD
N-4.00 (Nivel sótano 1)	Carga muerta	518 kgf/m^2
	Carga viva	250 kgf/m^2
N+0.00 (Basamento)	Carga muerta	934 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+3.10 (Nivel 1)	Carga muerta	789 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+5.60 (Nivel 2)	Carga muerta	842 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+8.70 (Nivel 3)	Carga muerta	709 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+11.80 (Nivel 4)	Carga muerta	752 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+15.95 (Nivel 5)	Carga muerta	810 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+20.10 (Cubierta)	Carga muerta	582 kgf/m^2
	Carga viva	180 kgf/m^2

Fuente: Propia

Empujes de suelo sobre los muros de contención:

Tabla 9.10. Información muros de contención

TIPO DE CARGA	MAGNITUD
Peso específico del suelo	1.800 ton/m^3
Empuje del suelo a N + 0.00	0 ton/m^2
Empuje del suelo a N – 7.05	5.94 ton/m^2

Fuente: Propia

9.4.3.3 Análisis sísmico y combinaciones de carga Bloque C

De acuerdo con la geometría de la estructura se ha realizado el análisis sísmico para cada edificación identificando (estructura con 2 sótanos, 5 niveles y cubierta en placa nervada en una dirección). Los análisis sísmicos detallados se muestran en el Anexo 2 – Avalúos y análisis sísmico.

Figura 9–6 Modelo matemático 3D Bloque C

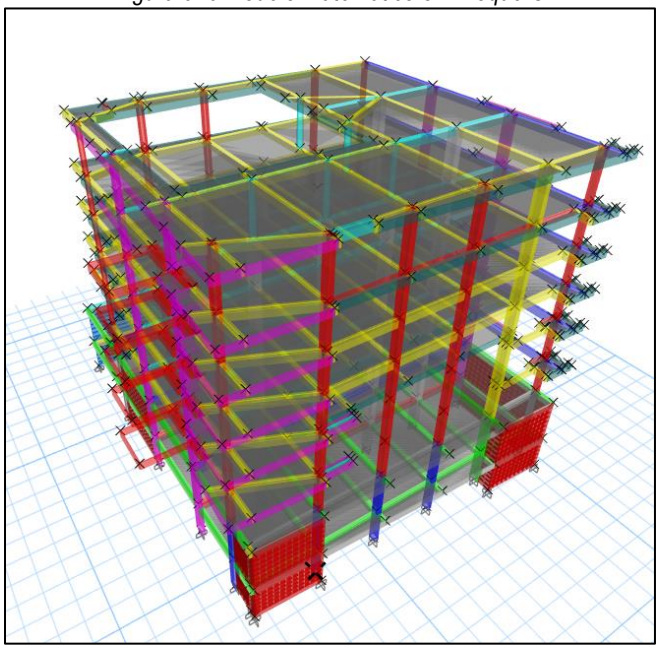


Tabla 9.11 Datos sisimicos Bloque C

S_a (g)	0.433
R'_o	4.35 en dirección X 4.35 en dirección Y
ϕ_p	0.90
ϕ_a	1.00
ϕ_r	1.00
R'_X	**3.92**
R_Y	**3.92**
Vs estático	1555.7 ton
Vs dinámico (90% del Vs estático)	1400.1 ton
Factor de ajuste en X	1.017
Factor de ajuste en Y	1.000

9.4.4 BLOQUE D

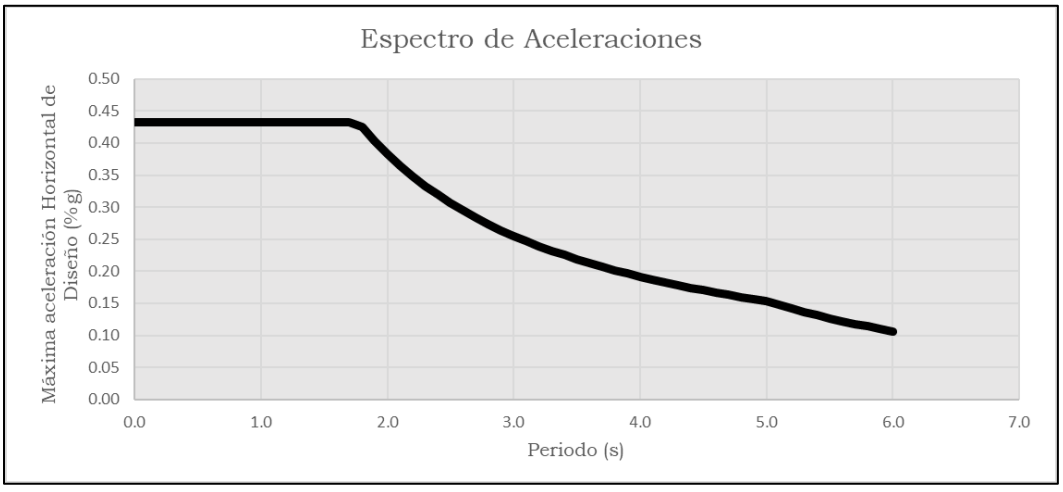
9.4.4.1 Espectro de respuesta Bloque D

A continuación, se presentan los valores usados para el análisis estructural del bloque D de los tribunales de Cundinamarca:

Tabla 9.12 Datos del espectro de respuesta

Perfil de suelo	LACUSTRE-300
Grupo de uso	II
Coeficiente de Aceleración Pico Efectiva (Aa)	0.15
Coeficiente de Velocidad Pico Efectiva (Av)	0.20
Coeficiente de ampliación (Fa)	1.05
Coeficiente de ampliación (Fv)	2.90
Coeficiente de Importancia (I)	1.10

Figura 9–7 Espectro de aceleraciones para el chequeo estructural



9.4.4.2 Avalúo de cargas Bloque D

Los avalúos de cargas se muestras de forma detallada en el Anexo 1 – Avalúos y análisis sísmico. De acuerdo con el proyecto arquitectónico, de forma general se tienen los siguientes valores de sobrecargas:

Cargas gravitacionales

Tabla 9.13 Avalúo de cargas Bloque D

NIVEL	TIPO DE CARGA	MAGNITUD
N-4.00 (Nivel sótano 1)	Carga muerta	548 kgf/m^2
	Carga viva	250 kgf/m^2
N-0.10 (Basamento)	Carga muerta	810 kgf/m^2
	Carga viva	200 kgf/m^2
N+3.10 (Nivel 1)	Carga muerta	1032 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+5.60 (Nivel 2)	Carga muerta	822 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+8.70 (Nivel 3)	Carga muerta	822 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+11.80 (Nivel 4)	Carga muerta	809 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+15.95 (Nivel 5)	Carga muerta	889 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+19.05 (Nivel 6)	Carga muerta	940 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+22.15 (Nivel 5)	Carga muerta	890 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+20.10 (Cubierta)	Carga muerta	612 kgf/m^2
	Carga viva	200 kgf/m^2

Fuente: Propia

Empujes de suelo sobre los muros de contención:

Tabla 9.14. Información muros de contención

TIPO DE CARGA	MAGNITUD
Peso específico del suelo	1.800 ton/m^3
Empuje del suelo a N + 0.00	0 ton/m^2
Empuje del suelo a N – 7.05	5.94 ton/m^2

Fuente: Propia

Análisis sísmico y combinaciones de carga Bloque D

De acuerdo con la geometría de la estructura se ha realizado el análisis sísmico para cada edificación identificando (estructura con 2 sótanos, 7 niveles y cubierta en placa nervada en una dirección). Los análisis sísmicos detallados se muestran en el Anexo 2 – Avalúos y análisis sísmico.

Figura 9–8 Modelo matemático 3D Bloque D

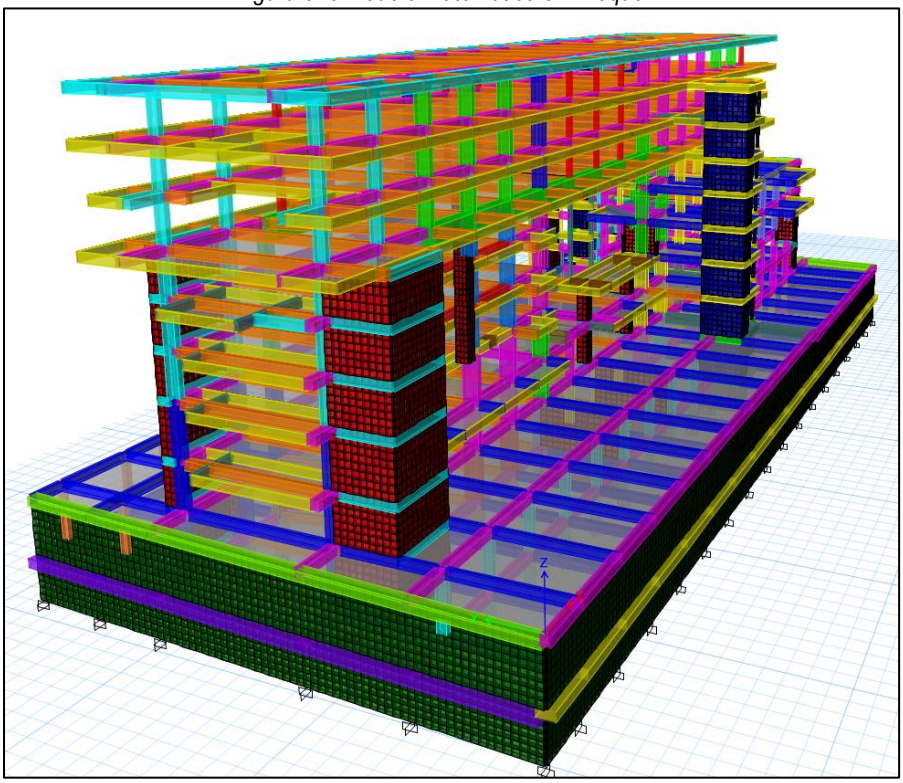


Tabla 9.15 Datos sisimicos Bloque D

S_a (g)	0.433
R'_o	4.00 en dirección X 4.00 en dirección Y
ϕ_p	0.90
ϕ_a	1.00
ϕ_r	1.00
R'_X	**3.60**
R_Y	**3.60**
Vs estático	5127.2 ton
Vs dinámico (90% del Vs estático)	4614.5 ton
Factor de ajuste en X	1.177
Factor de ajuste en Y	1.192

BLOQUE E

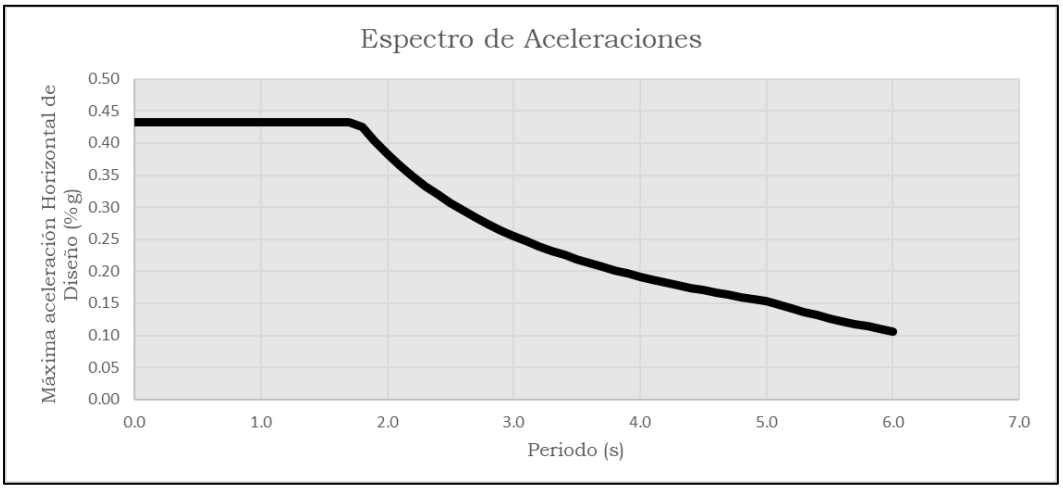
9.4.4.3 Espectro de respuesta Bloque E

A continuación, se presentan los valores usados para el análisis estructural del bloque E de los tribunales de Cundinamarca:

Tabla 9.16 Datos del espectro de respuesta

Perfil de suelo	LACUSTRE-300
Grupo de uso	II
Coeficiente de Aceleración Pico Efectiva (Aa)	0.15
Coeficiente de Velocidad Pico Efectiva (Av)	0.20
Coeficiente de ampliación (Fa)	1.05
Coeficiente de ampliación (Fv)	2.90
Coeficiente de Importancia (I)	1.10

Figura 9–9 Espectro de aceleraciones para el chequeo estructural



9.4.4.4 Avalúo de cargas Bloque E

Los avalúos de cargas se muestras de forma detallada en el Anexo 1 – Avalúos y análisis sísmico. De acuerdo con el proyecto arquitectónico, de forma general se tienen los siguientes valores de sobrecargas:

Cargas gravitacionales

Tabla 9.17 Avalúo de cargas Bloque E

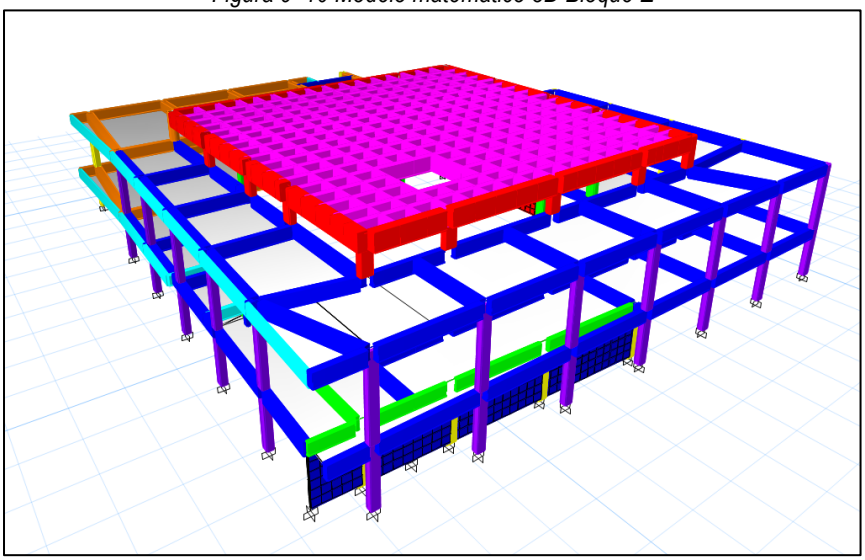
NIVEL	TIPO DE CARGA	MAGNITUD
N-4.00 (Nivel sótano 1)	Carga muerta	981 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+0.00 (Basamento)	Carga muerta	697 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2
N+1.85 (Nivel 1)	Carga muerta	344 kgf/m^2
	Carga viva	300 kgf/m^2

Fuente: Propia

9.4.4.5 Análisis sísmico y combinaciones de carga Bloque E

De acuerdo con la geometría de la estructura se ha realizado el análisis sísmico para cada edificación identificando (estructura con 2 sótanos, y cubierta en placa nervada en dos direcciones). Los análisis sísmicos detallados se muestran en el Anexo 2 – Avalúos y análisis sísmico.

Figura 9–10 Modelo matemático 3D Bloque E



Fuente: ETABS

Tabla 9.18 Datos sisimicos Bloque E

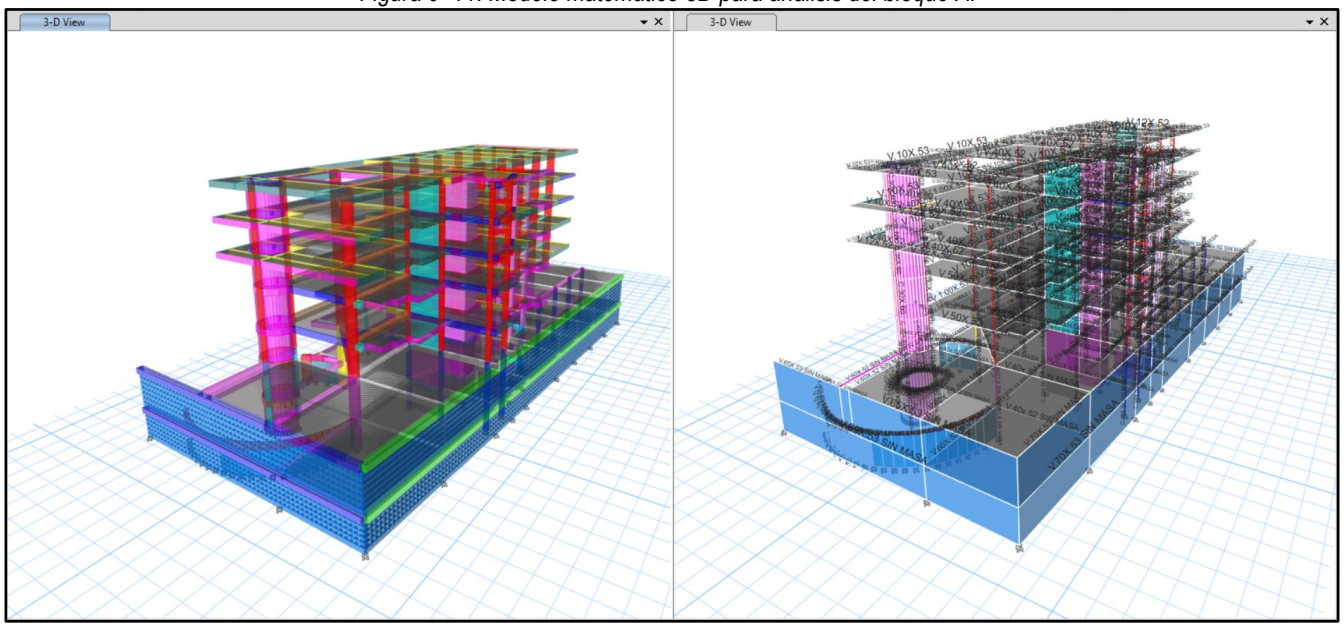
S_a (g)	0.433
R'_o	3.56 en dirección X 3.56 en dirección Y
ϕ_p	0.90
ϕ_a	1.00
ϕ_r	1.00
R'_X	**3.92**
R_Y	**3.92**
Vs estático	224.0 ton
Vs dinámico (90% del Vs estático)	201.6 ton
Factor de ajuste en X	1.001
Factor de ajuste en Y	1.000

9.5 ETAPA 5 – ANÁLISIS ELÁSTICO DE LAS ESTRUCTURAS Y SU SISTEMA DE CIMENTACIÓN

9.5.1 BLOQUE A

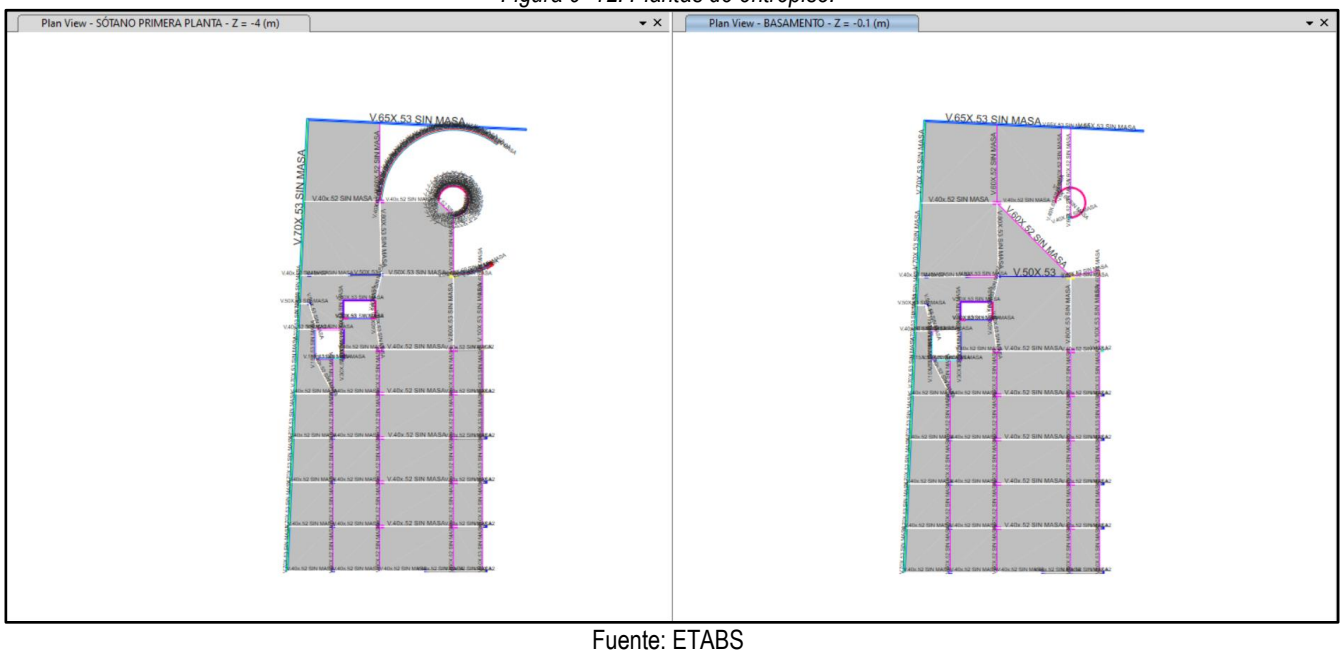
9.5.1.1 Análisis dinámico y presentación del modelo matemático estructura bloque A. Ver anexo 3- Datos Etabs.

Figura 9–11. Modelo matemático 3D para análisis del bloque A.



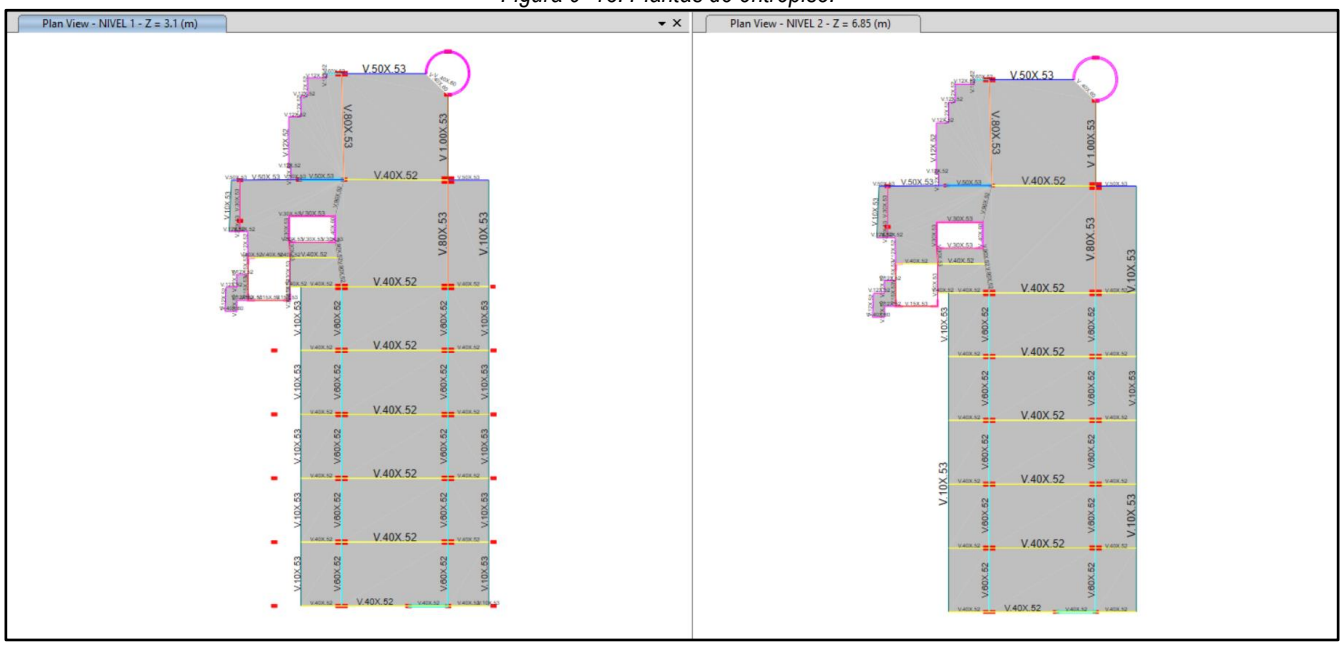
Fuente: ETABS

Figura 9–12. Plantas de entrepiso.



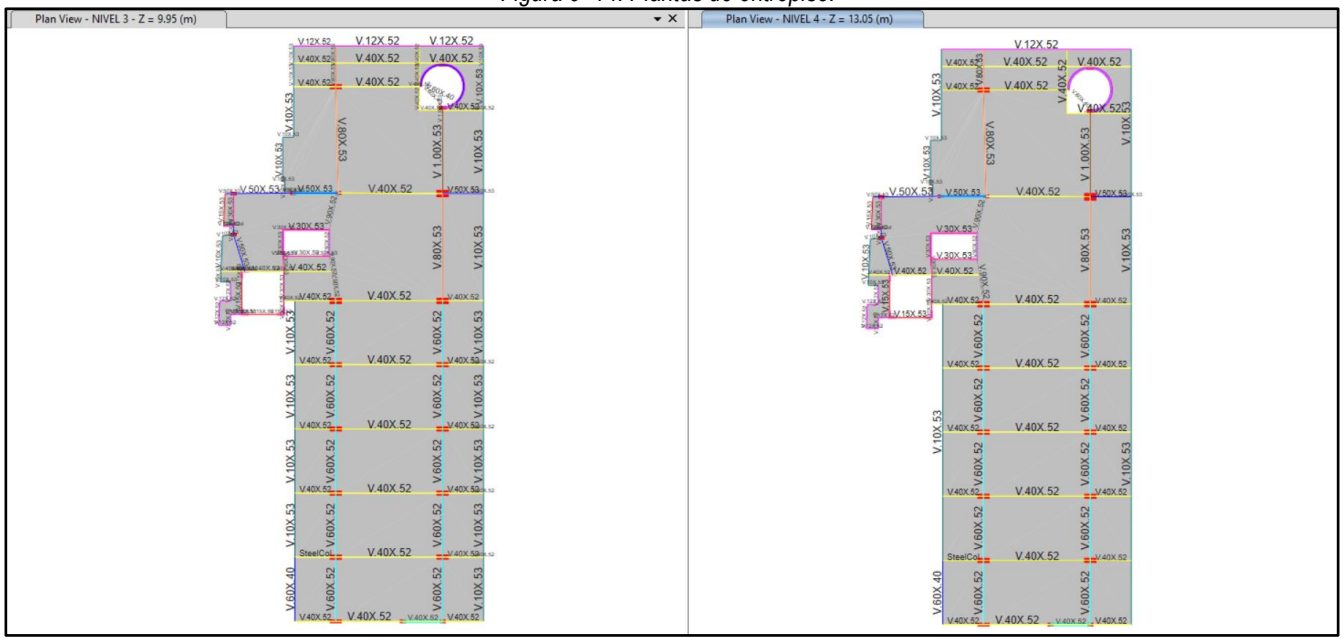
Fuente: ETABS

Figura 9–13. Plantas de entrepiso.



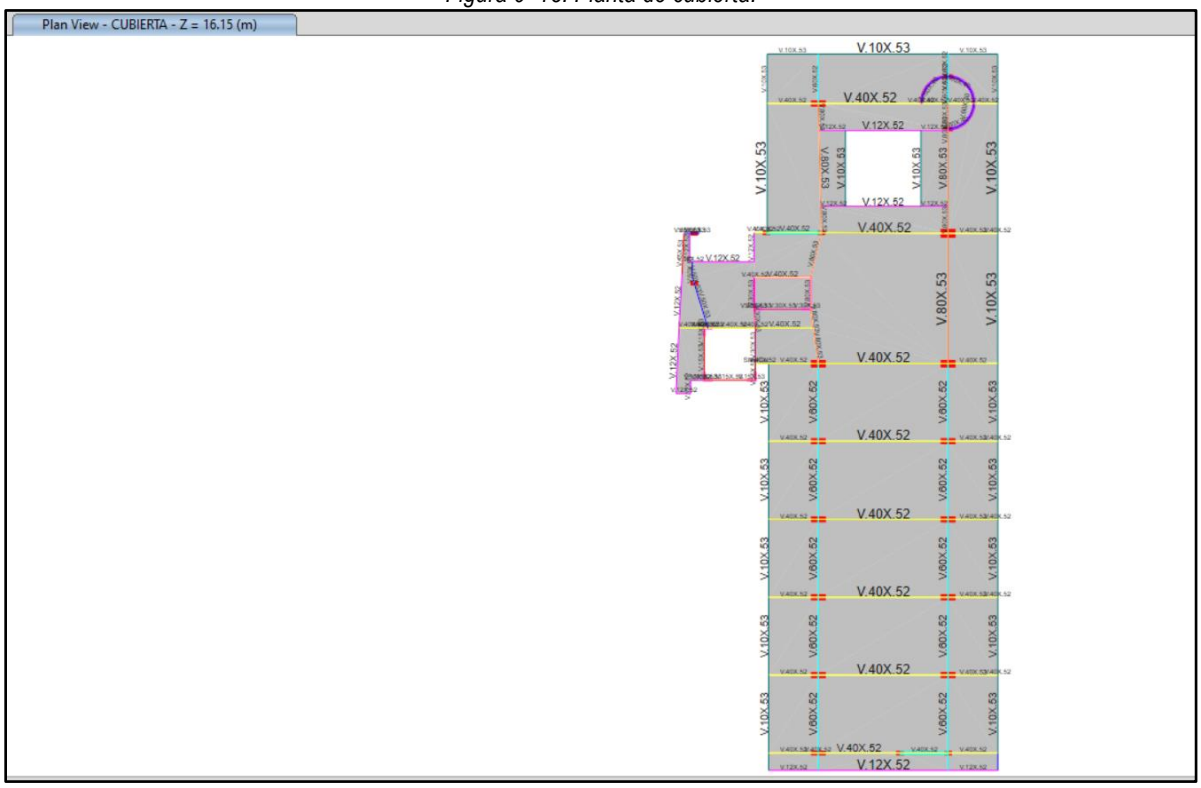
Fuente: ETABS

Figura 9–14. Plantas de entrepiso.



Fuente: ETABS

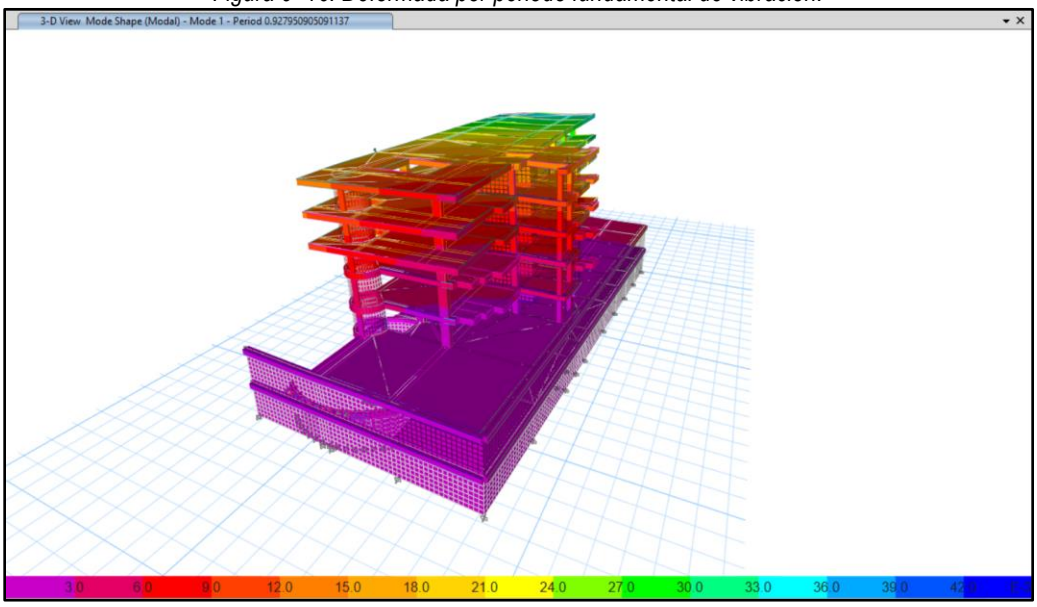
Figura 9–15. Planta de cubierta.



Fuente: ETABS

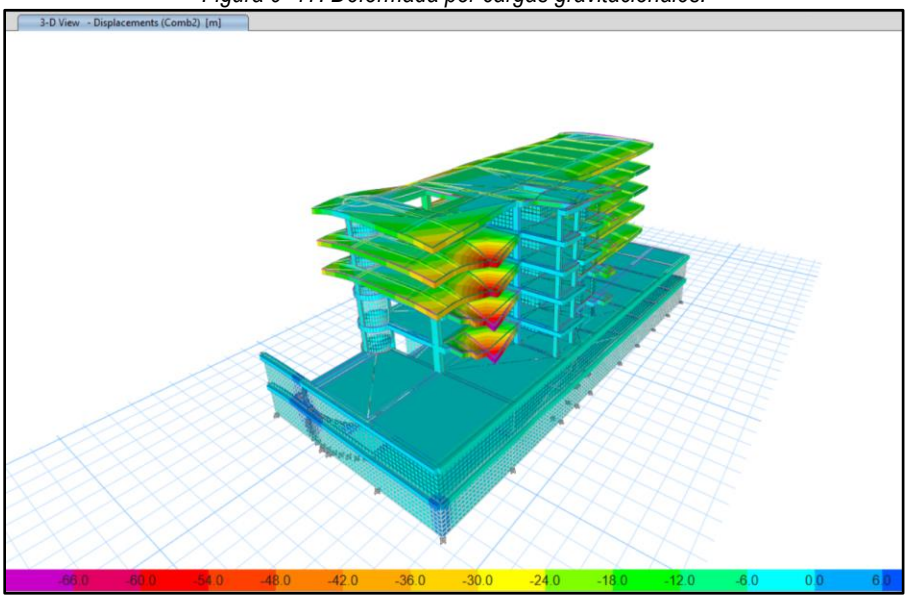
9.5.1.2 Deformaciones estructura Bloque A.

Figura 9–16. Deformada por periodo fundamental de vibración.



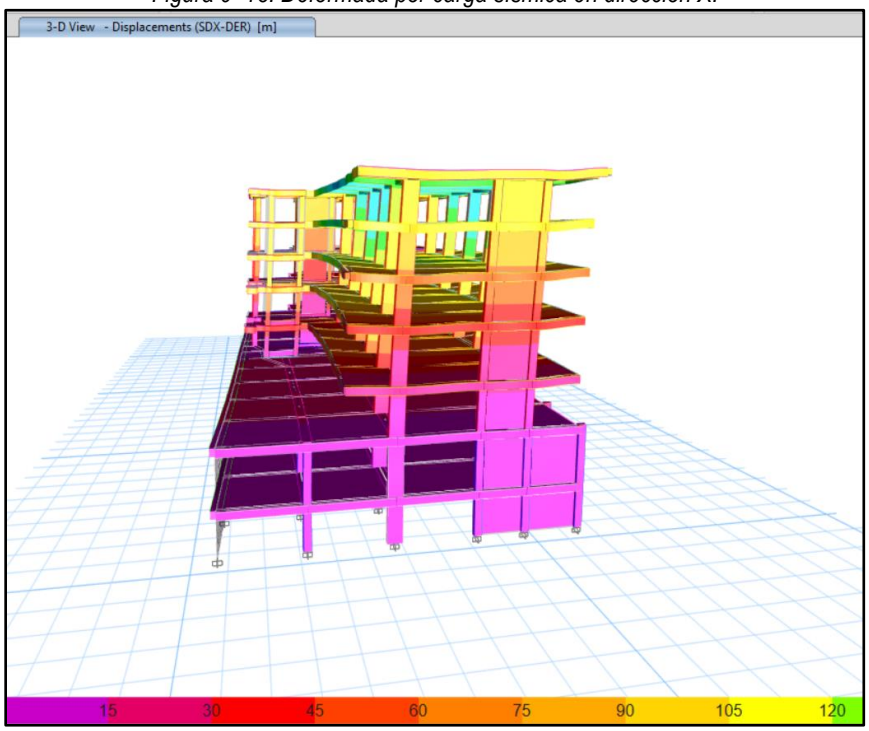
Fuente: ETABS

Figura 9–17. Deformada por cargas gravitacionales.



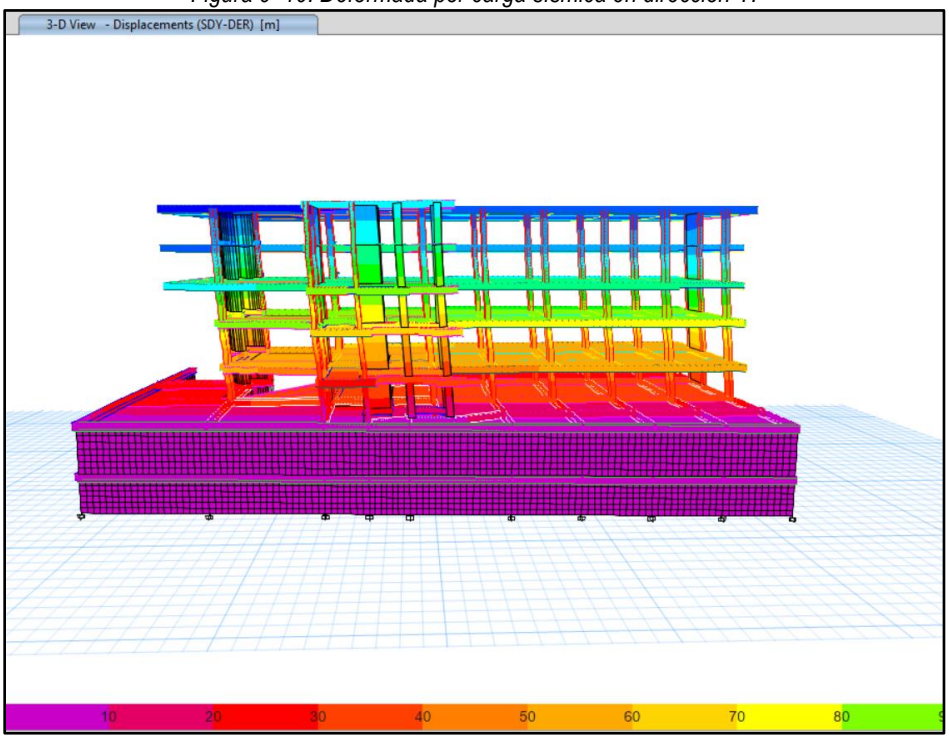
Fuente: ETABS

Figura 9–18. Deformada por carga sísmica en dirección X.



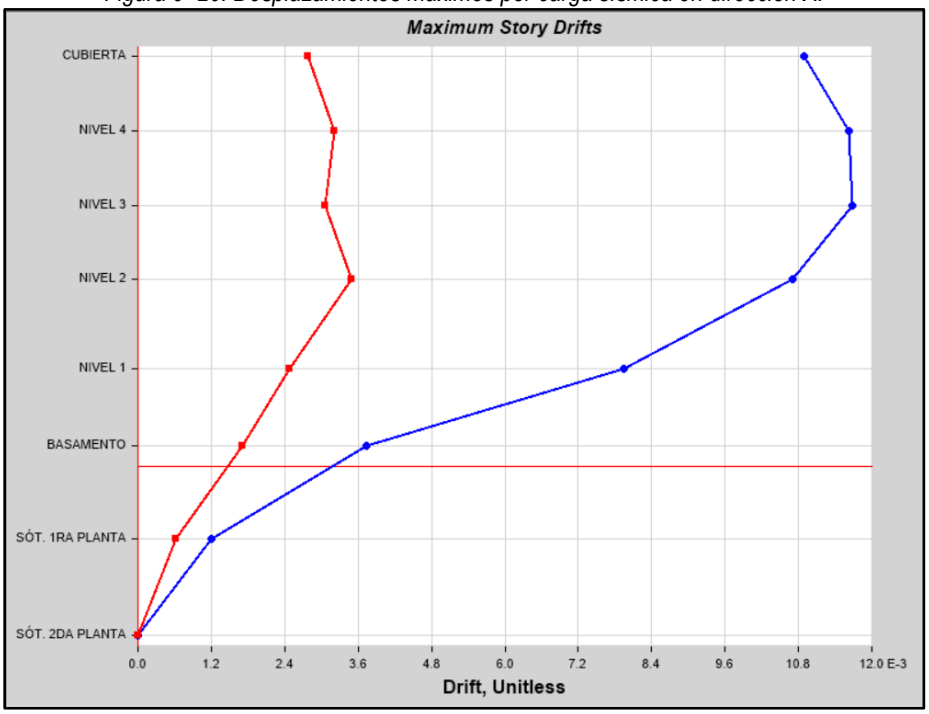
Fuente: ETABS

Figura 9–19. Deformada por carga sísmica en dirección Y.



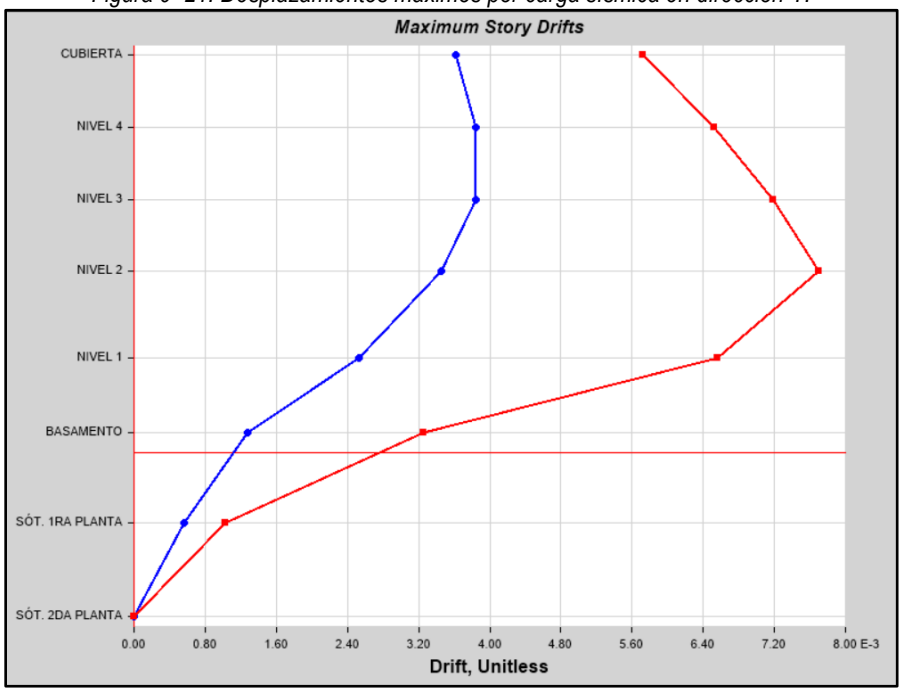
Fuente: ETABS

Figura 9–20. Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección X.



Fuente: ETABS

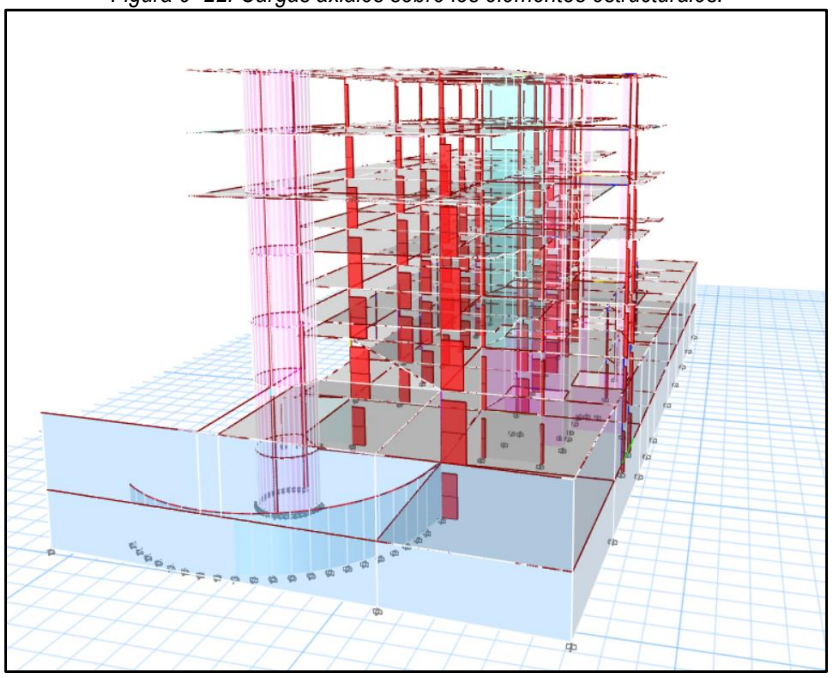
Figura 9–21. Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección Y.



Fuente: ETABS

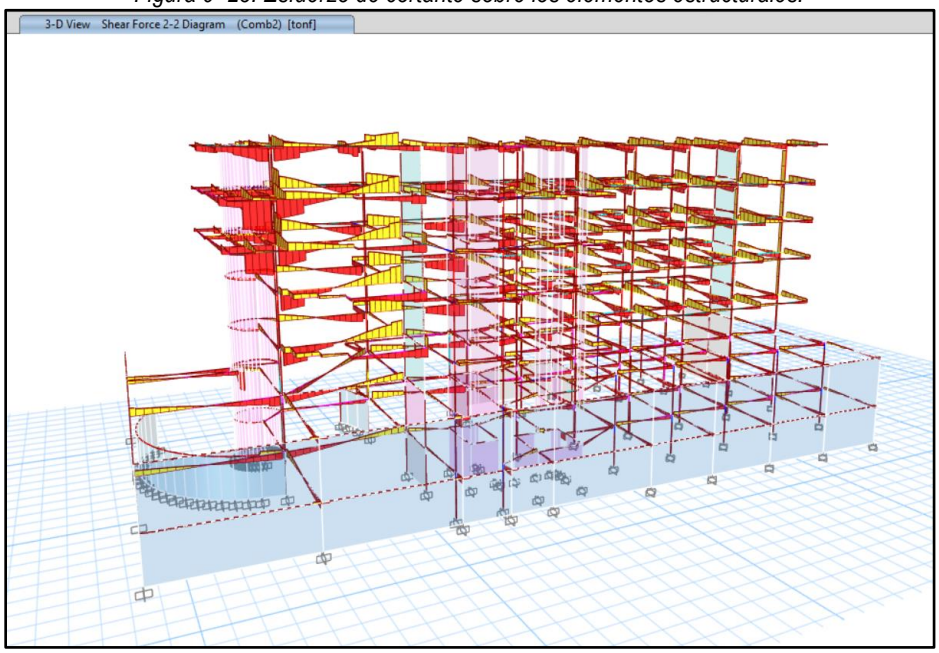
9.5.1.3 Esfuerzos internos Bloque A.

Figura 9–22. Cargas axiales sobre los elementos estructurales.



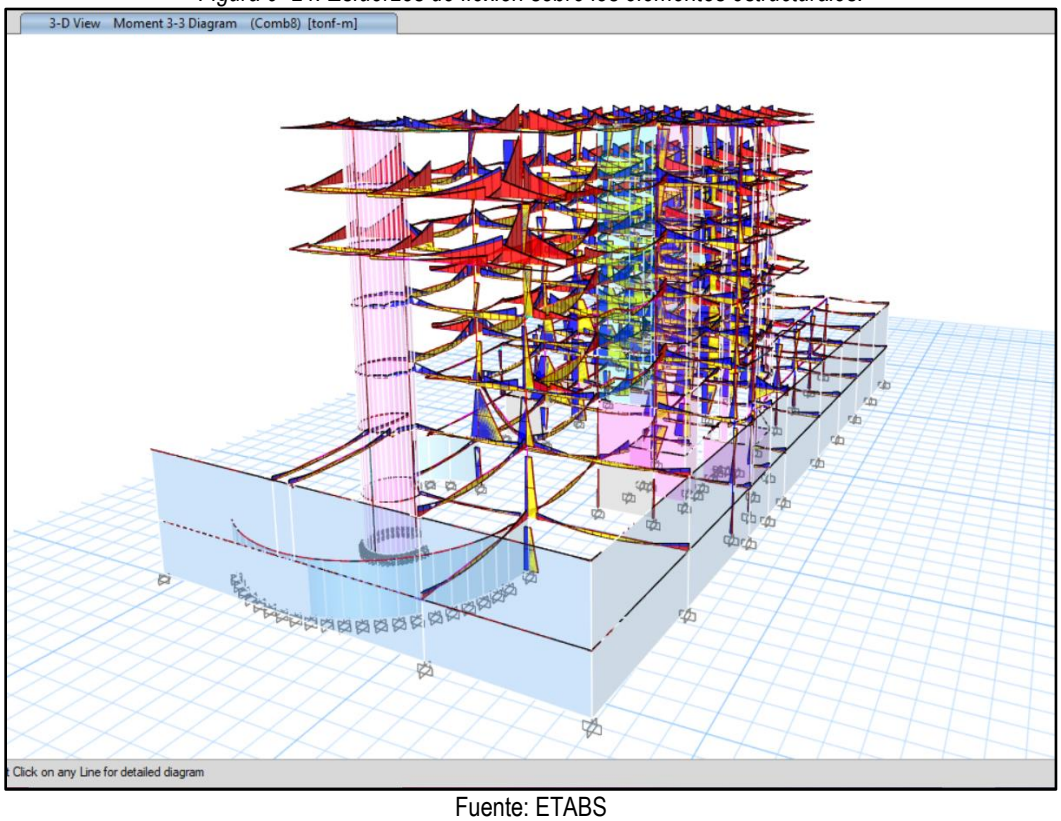
Fuente: ETABS

Figura 9–23. Esfuerzo de cortante sobre los elementos estructurales.



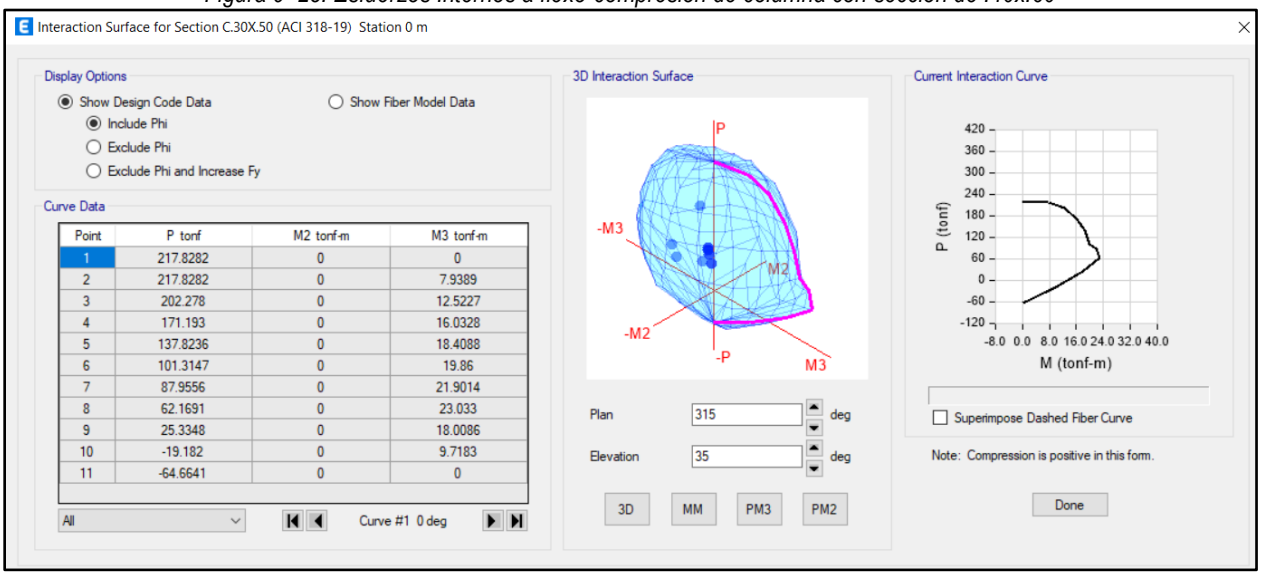
Fuente: ETABS

Figura 9–24. Esfuerzos de flexión sobre los elementos estructurales.



Fuente: ETABS

Figura 9–25. Esfuerzos Internos a flexo-compresión de columna con sección de .40x.60



Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	217.8282	0	0
2	217.8282	0	7.9389
3	202.278	0	12.5227
4	171.193	0	16.0328
5	137.8236	0	18.4088
6	101.3147	0	19.86
7	87.9556	0	21.9014
8	62.1691	0	23.033
9	25.3348	0	18.0086
10	-19.182	0	9.7183
11	-64.6641	0	0

Fuente: ETABS

Figura 9–26 Esfuerzos internos pantalla estructural E=0.20m

Flexural Design for P, M_3 and M_2

Station	D/C	Flexural	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m
Top	0.773	Comb13	72.0612	8.4255	62.3656
Bottom	0.93	Comb12	107.7489	-6.2625	194.4566

Shear Design

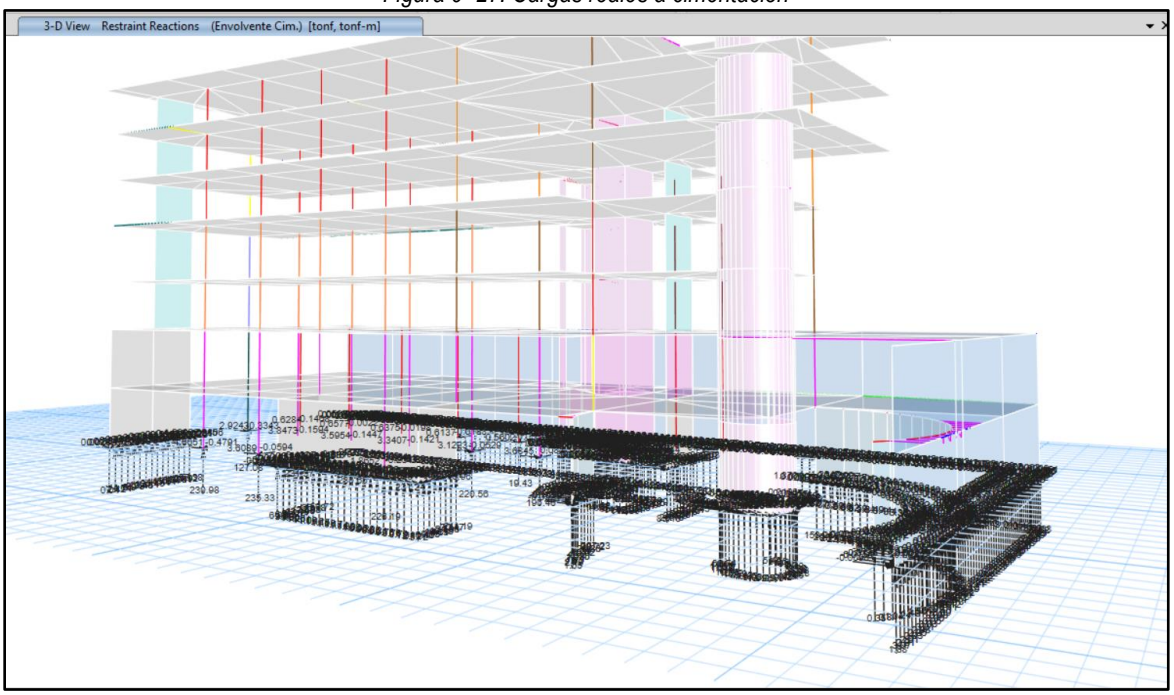
Station Location	ID	Rebar m²/m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.00082	Comb8	157.3392	106.6163	102.2562	58.6037	102.2562
Bottom	Leg 1	0.00084	Comb8	186.8023	199.2474	103.332	58.6037	103.332

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp tonf/m²	Stress Limit tonf/m²	C Depth m	C Limit m
Top–Left	Leg 1	Not Required	Comb9	238.5146	75.7031	156.42	550.65		
Top–Right	Leg 1	0.44685	Comb9	238.5146	75.7031	488.21	550.65	0.81685	0.1689
Bottom–Left	Leg 1	0.55621	Comb9	276.6893	-98.7594	590.32	550.65	0.92621	0.1689
Botttom–Right	Leg 1	0.55621	Comb9	276.6893	117.3592	631.08	550.65	0.92621	0.1689

Fuente: ETABS

Figura 9–27. Cargas reales a cimentación



Fuente: ETABS

Tabla 9.19. Resultados análisis dinámico estructura Bloque A

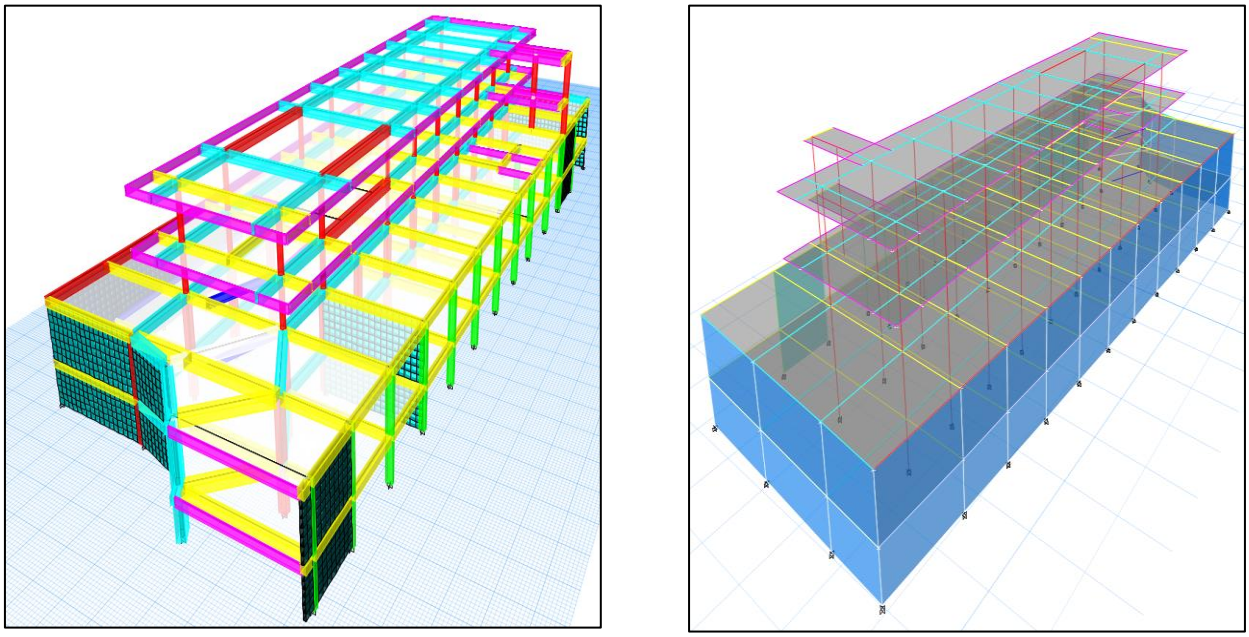
NIVELES	DESPLAZAMIENTO EN X(m)	DESPLAZAMIENTO EN Y(m)
CUBIERTA	0.195m	0.110m
NIVEL 4	0.156m	0.094m
NIVEL 3	0.121m	0.075m
NIVEL 2	0.085m	0.054m
NIVEL 1	0.045m	0.031m
BASAMENTO	0.020m	0.015m
SOT 1A PLANTA	0.004m	0.004m
SOT 2A PL	0.000m	0.000m
Carga máxima a cimentación	235.33 Ton	

Fuente: ETABS

9.5.2 Bloque B

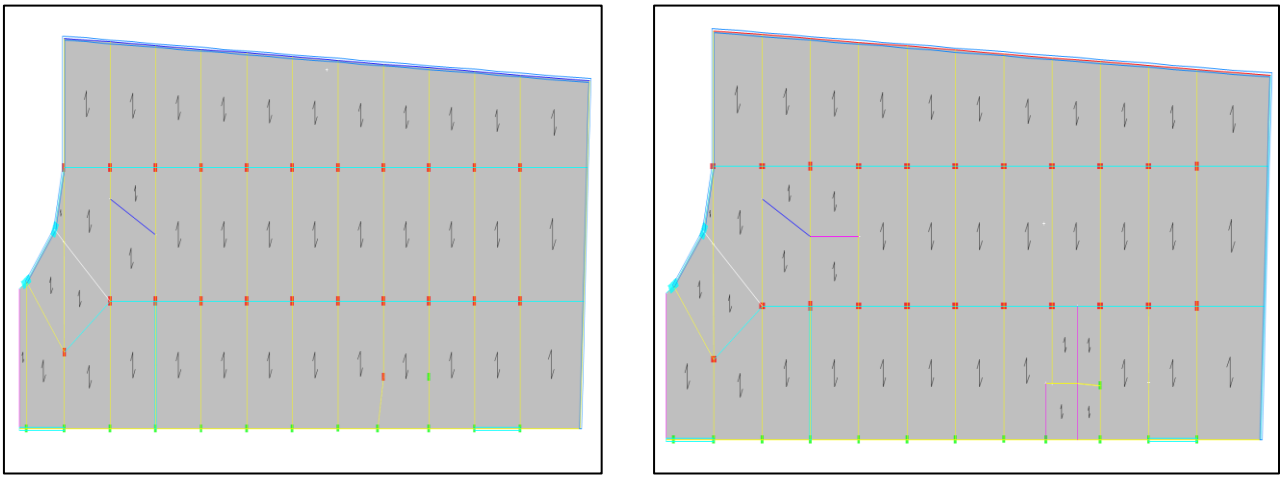
9.5.2.1 Análisis dinámico y presentación del modelo matemático Bloque B. Ver anexo 3- Datos Etabs.

Figura 9–28 Modelo matemático 3D Bloque B



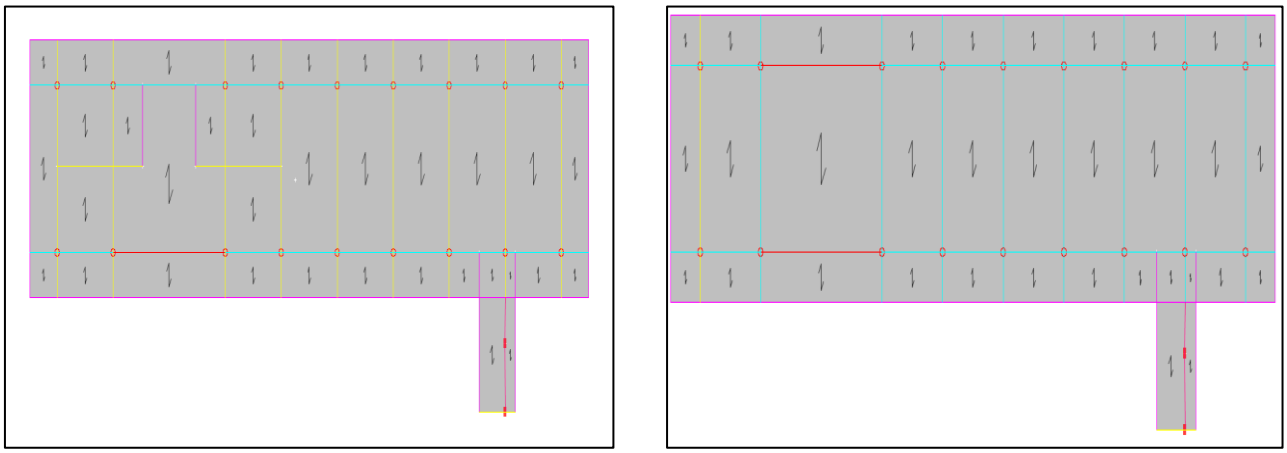
Fuente: ETABS

Figura 9–29 Planta sotano1 y Basamento



Fuente: ETABS

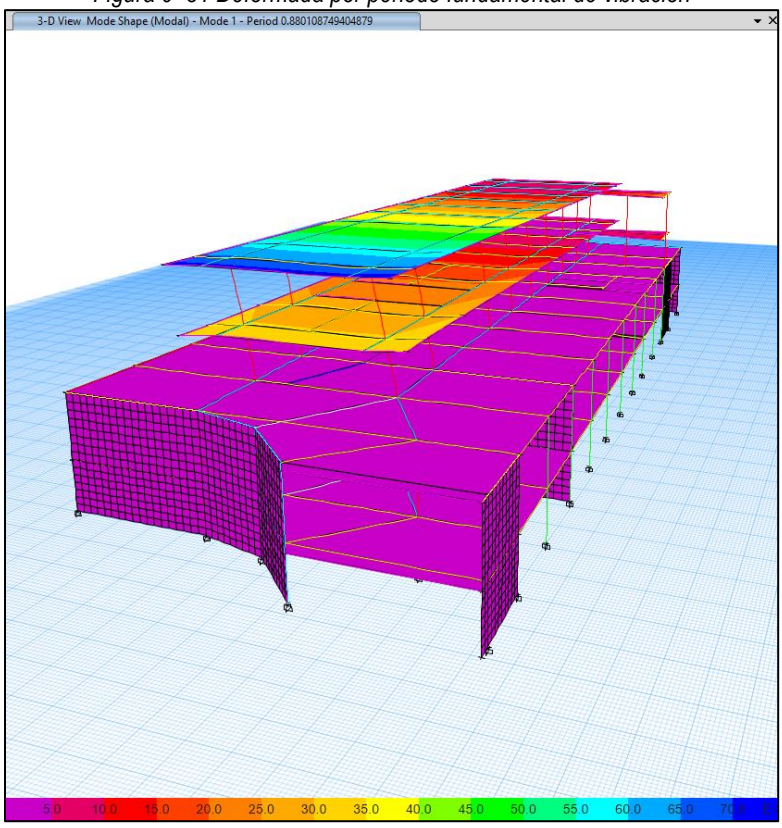
Figura 9–30 Planta Nivel 1 y Cubierta



Fuente: ETABS

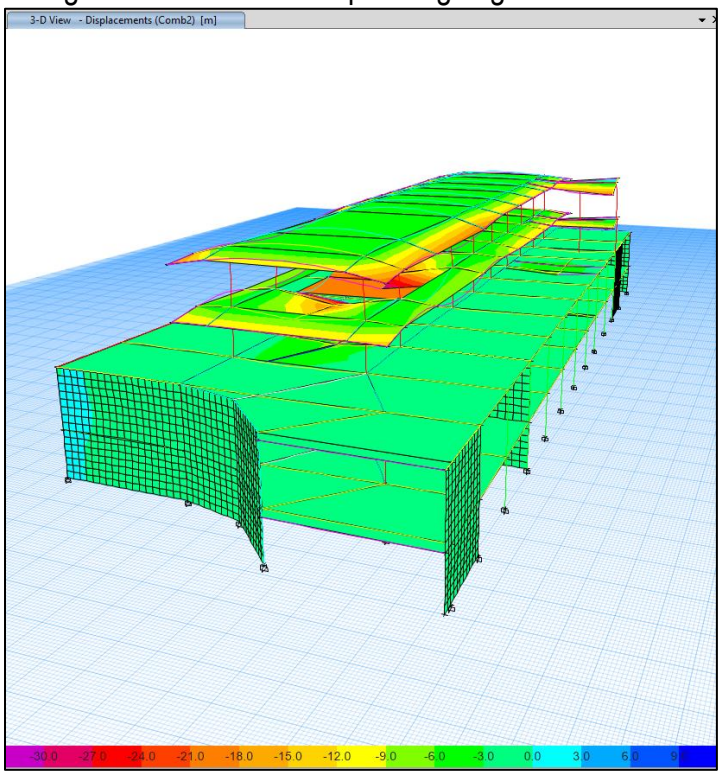
9.5.2.2 Deformaciones Bloque B

Figura 9–31 Deformada por periodo fundamental de vibración



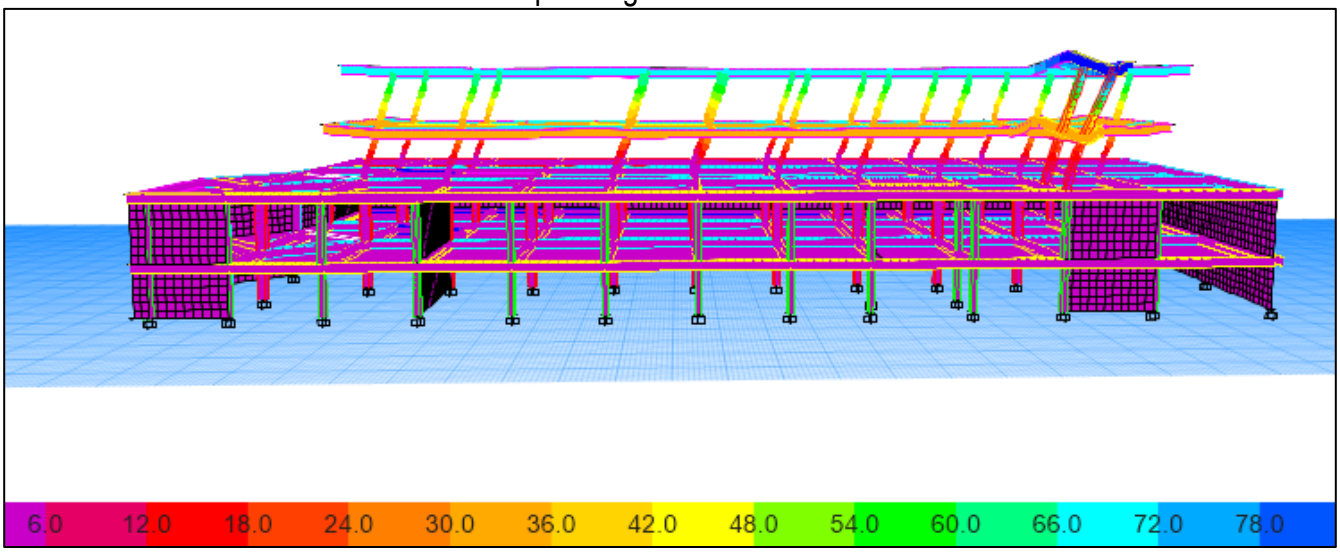
Fuente: ETABS

Figura 9–32 Deformada por cargas gravitacionales



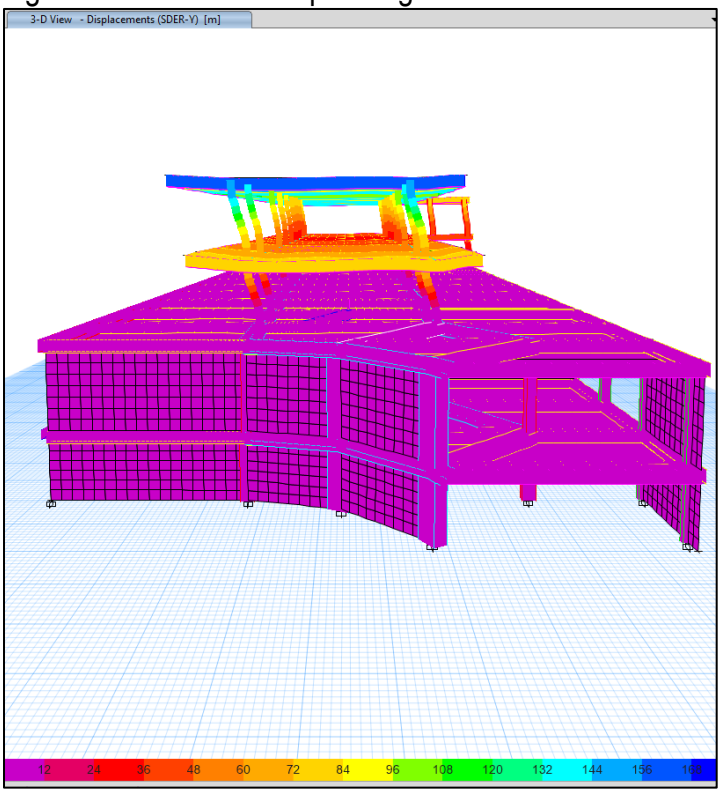
Fuente: ETABS

Deformada por carga sismica en dirección X



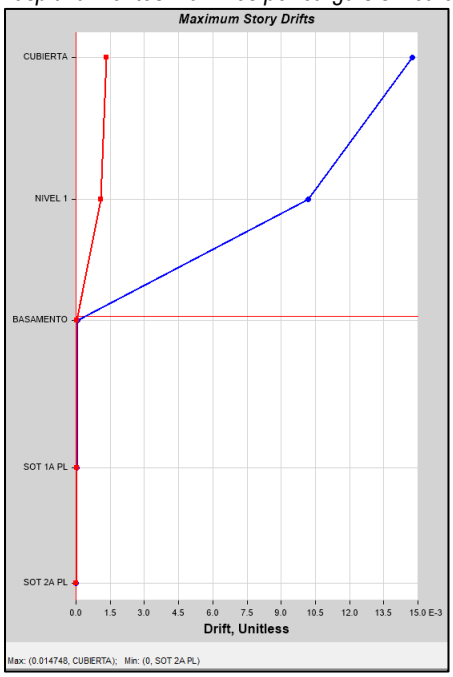
Fuente: ETABS

Figura 9–33 Deformada por carga sismica en dirección Y



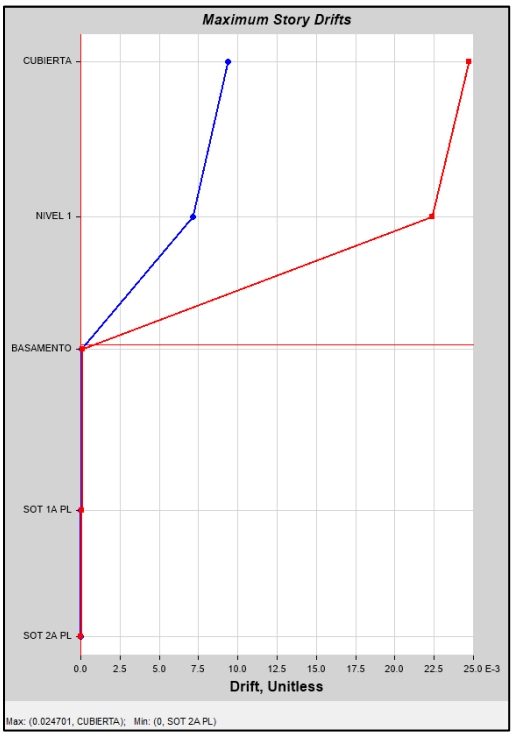
Fuente: ETABS

Figura 9–34 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección x



Fuente: ETABS

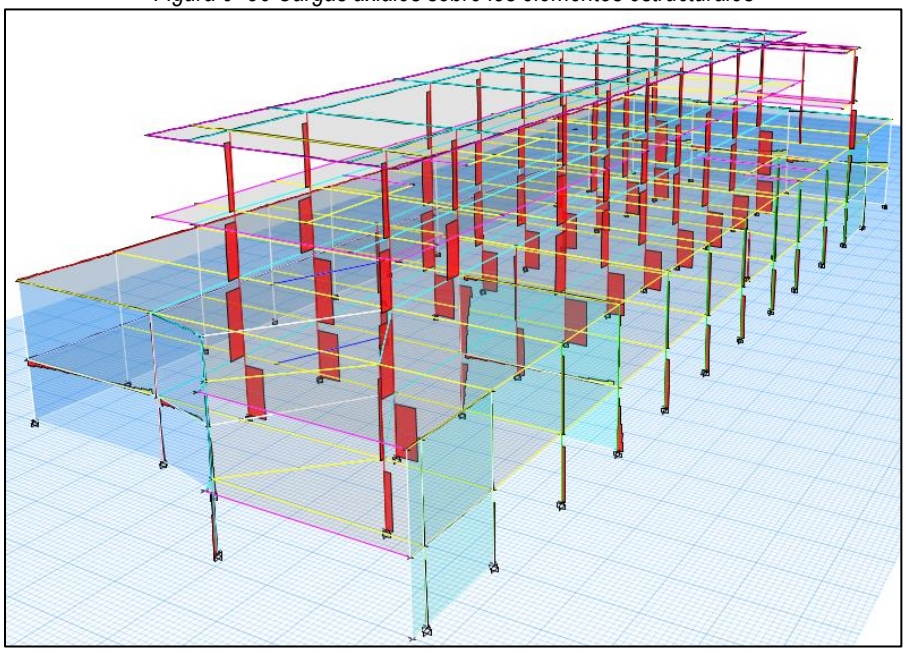
Figura 9–35 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección Y



Fuente: ETABS

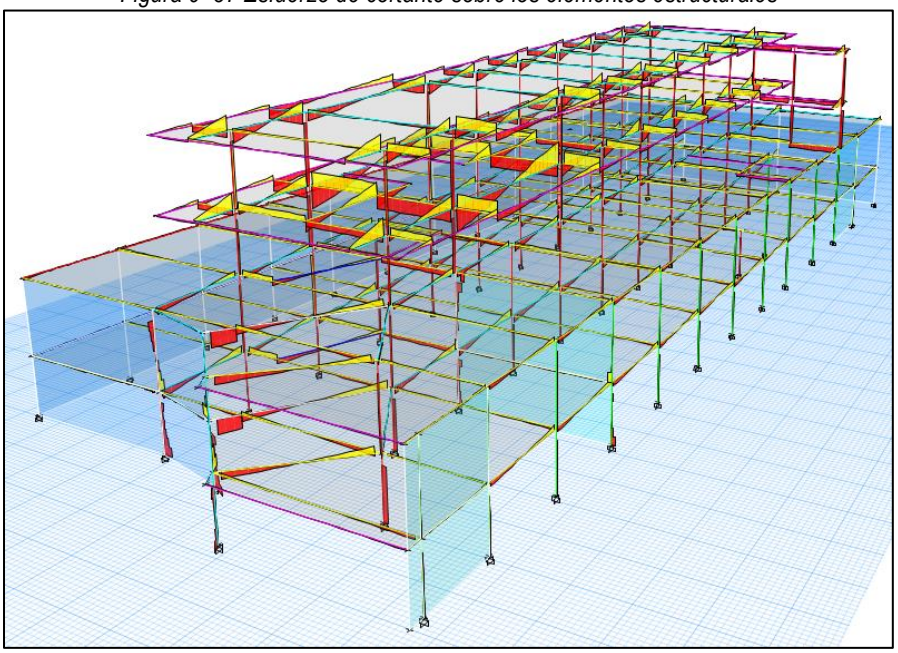
9.5.2.3 Esfuerzos internos Bloque B

Figura 9–36 Cargas axiales sobre los elementos estructurales



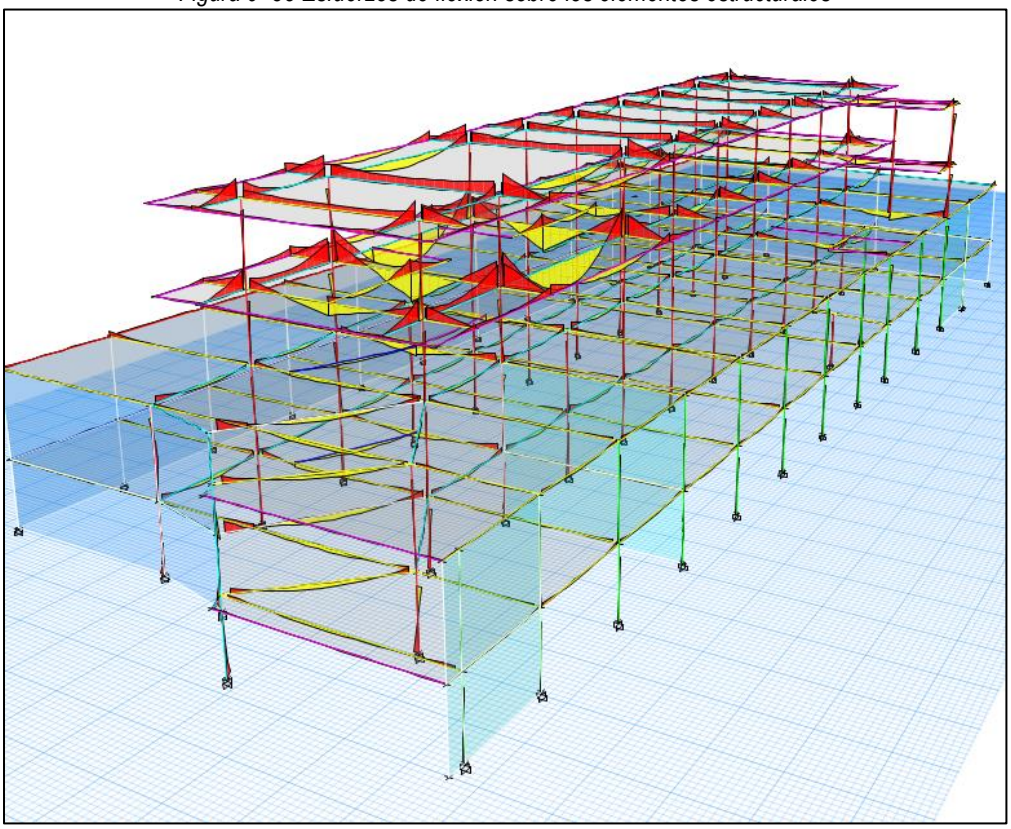
Fuente: ETABS

Figura 9–37 Esfuerzo de cortante sobre los elementos estructurales



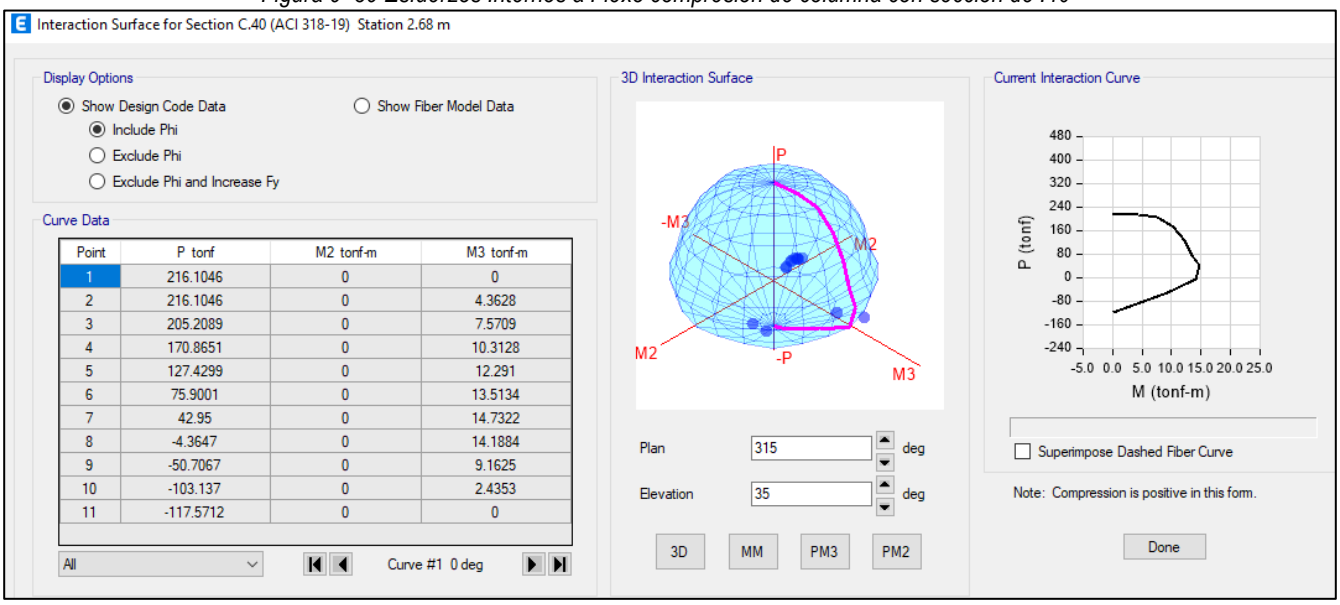
Fuente: ETABS

Figura 9–38 Esfuerzos de flexión sobre los elementos estructurales



Fuente: ETABS

Figura 9–39 Esfuerzos Internos a Flexo compresión de columna con sección de .40



Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	216.1046	0	0
2	216.1046	0	4.3628
3	205.2089	0	7.5709
4	170.8651	0	10.3128
5	127.4299	0	12.291
6	75.9001	0	13.5134
7	42.95	0	14.7322
8	-4.3647	0	14.1884
9	-50.7067	0	9.1625
10	-103.137	0	2.4353
11	-117.5712	0	0

Fuente: ETABS

Figura 9–40 Esfuerzos internos pantalla estructural E=0.20 m

Flexural Design for P, M_3 and M_2

Station	D/C	Flexural	P u tonf	M u3 tonf-m	M u2 tonf-m
Top	0.432	DWalS18	-5.7538	0.3257	0.0007
Bottom	0.468	DWalS24	-3.8266	-0.0179	2.3075

Shear Design

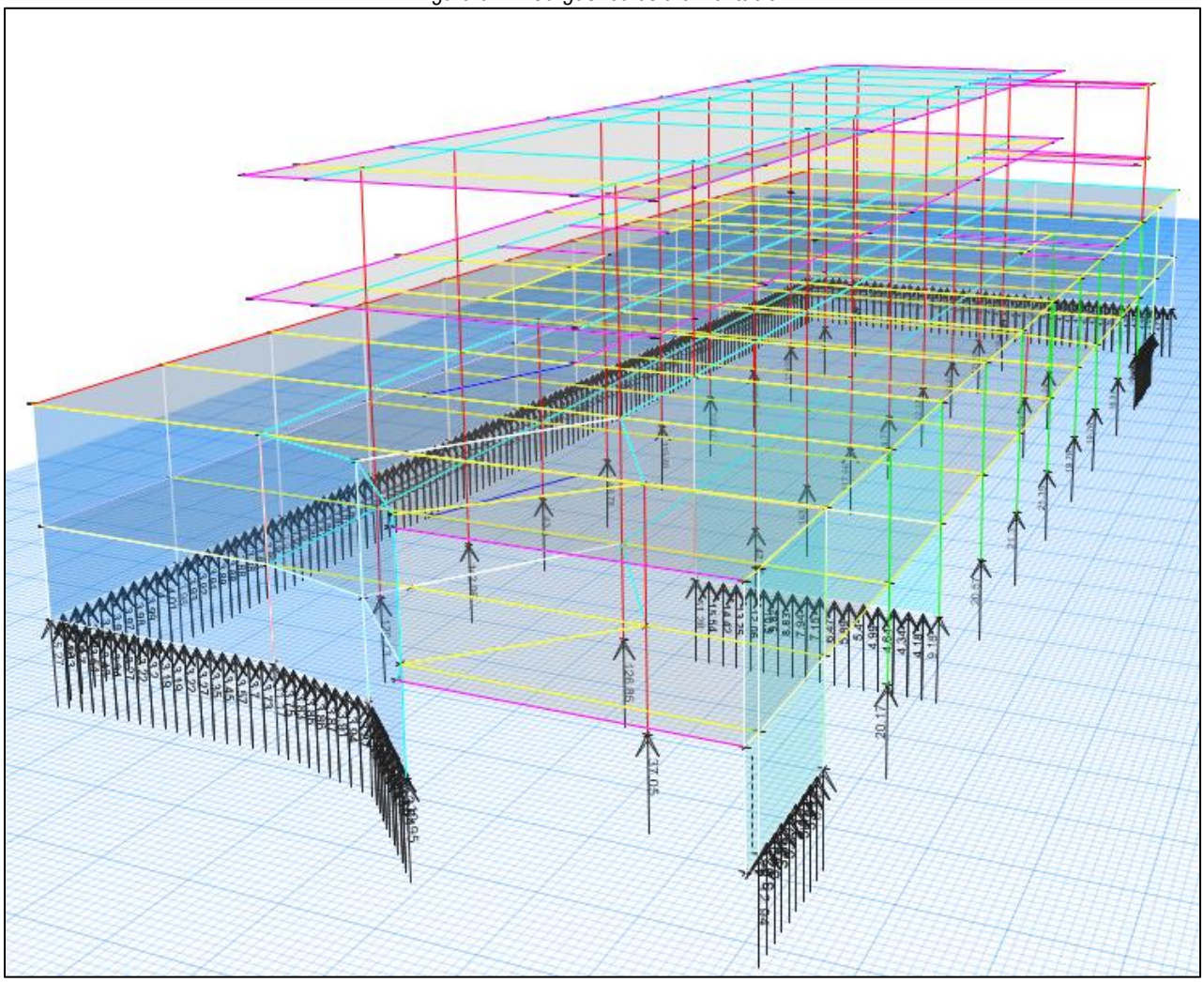
Station Location	ID	Rebar m²/m	Shear Combo	P u tonf	M u tonf-m	V u tonf	ΦV c tonf	ΦV n tonf
Top	Leg 1	0.0005	DWalS21	2.1883	-0.2361	1.4174	8.1474	13.9794
Bottom	Leg 1	0.0005	DWalS17	9.1937	3.0569	4.6992	8.1474	13.9794

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.2, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P u tonf	M u tonf-m	Stress Comp tonf/m²	Stress Limit tonf/m²	C Depth m	C Limit m
Top–Left	Leg 1	Not Required	DWalS17	15.3019	-0.6705	125.11	499.66		
Top–Right	Leg 1	Not Required	DWalS17	15.3019	-0.6705	63.8	499.66		
Bottom–Left	Leg 1	Not Required	DWalS17	9.1937	3.0569	-83.03	499.66		
Botttom–Right	Leg 1	Not Required	DWalS17	9.1937	3.0569	196.53	499.66		

Fuente: ETABS

Figura 9–41 Cargas reales a cimentación



Fuente: ETABS

Tabla 9.20 Resultados análisis dinámico estructura Bloque B

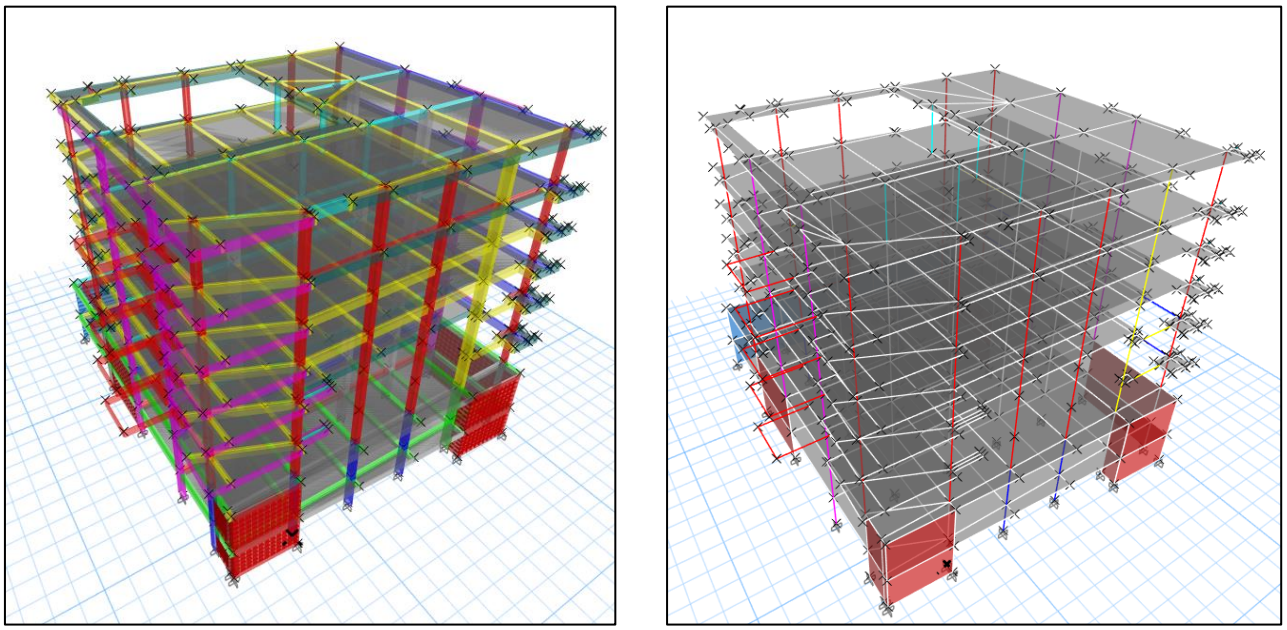
NIVELES	DESPLAZAMIENTO EN X(m)	DESPLAZAMIENTO EN Y(m)
CUBIERTA	0.0874m	0.1844m
NIVEL 1	0.0329m	0.0839m
BASAMENTO	0.0004m	0.0007m
SOT 1A PLANTA	0.0001m	0.0002m
SOT 2A PL	0.0000 m	0.0000m
Carga máxima a cimentación	148.7 Ton	

Fuente: ETABS

9.5.3 Bloque C

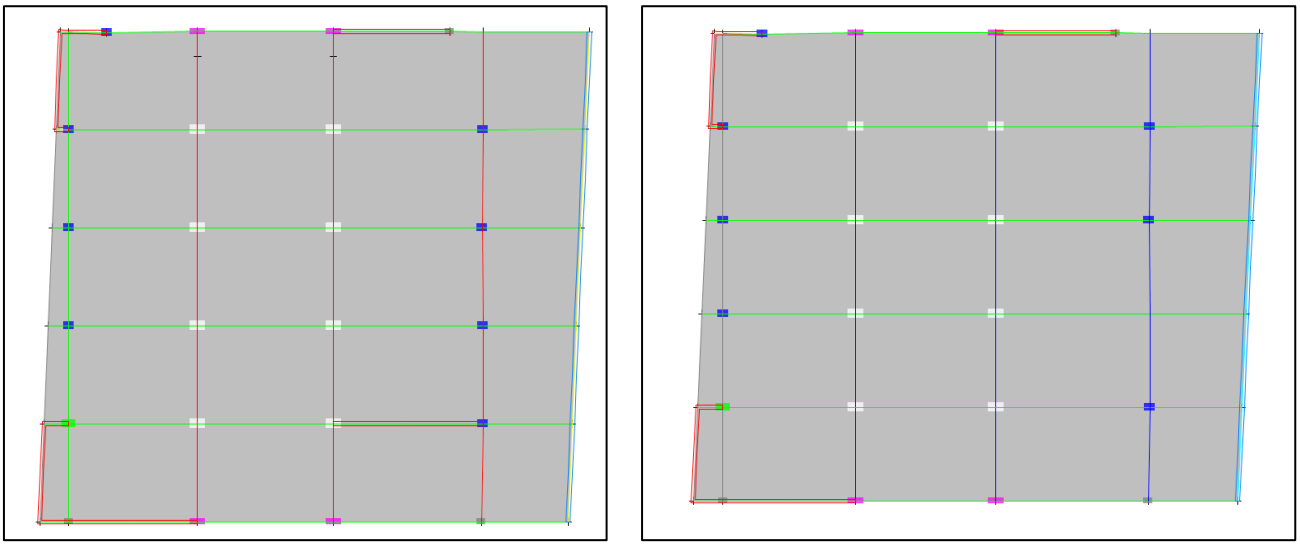
9.5.3.1 Análisis dinámico y presentación del modelo matemático Bloque C. Ver anexo 3- Datos Etabs

Figura 9–42 Modelo matemático 3D Bloque C



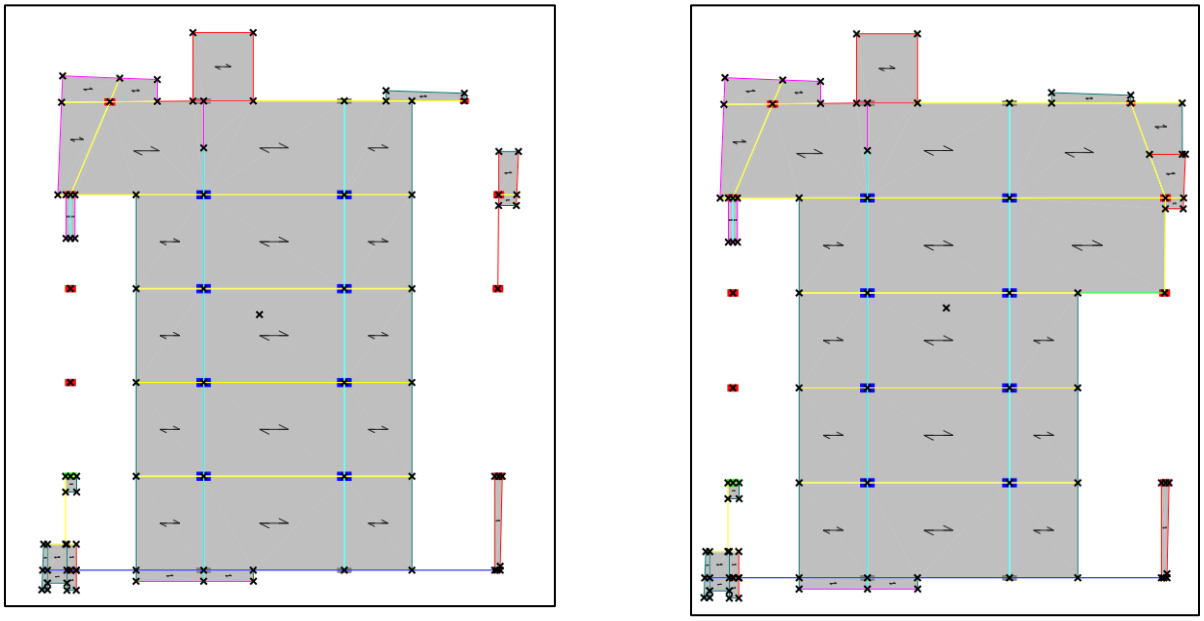
Fuente: ETABS

Figura 9–43 Planta sotano1 y Basamento



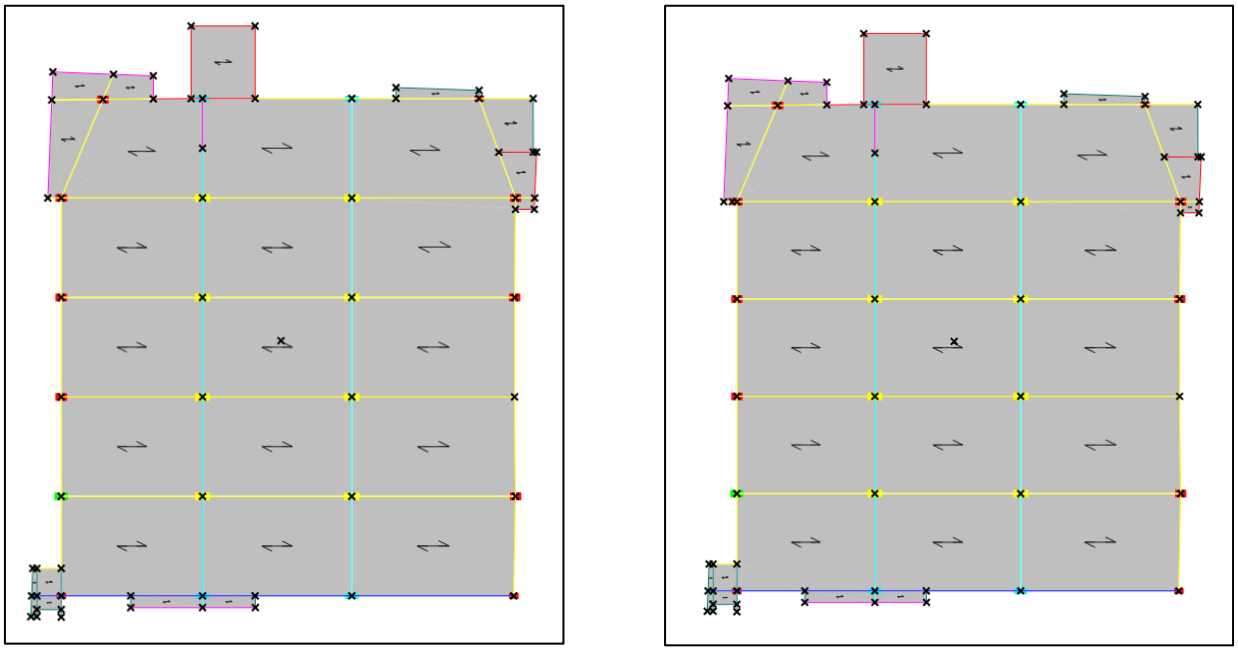
Fuente: ETABS

Figura 9–44 Planta Nivel 1 y Nivel 2



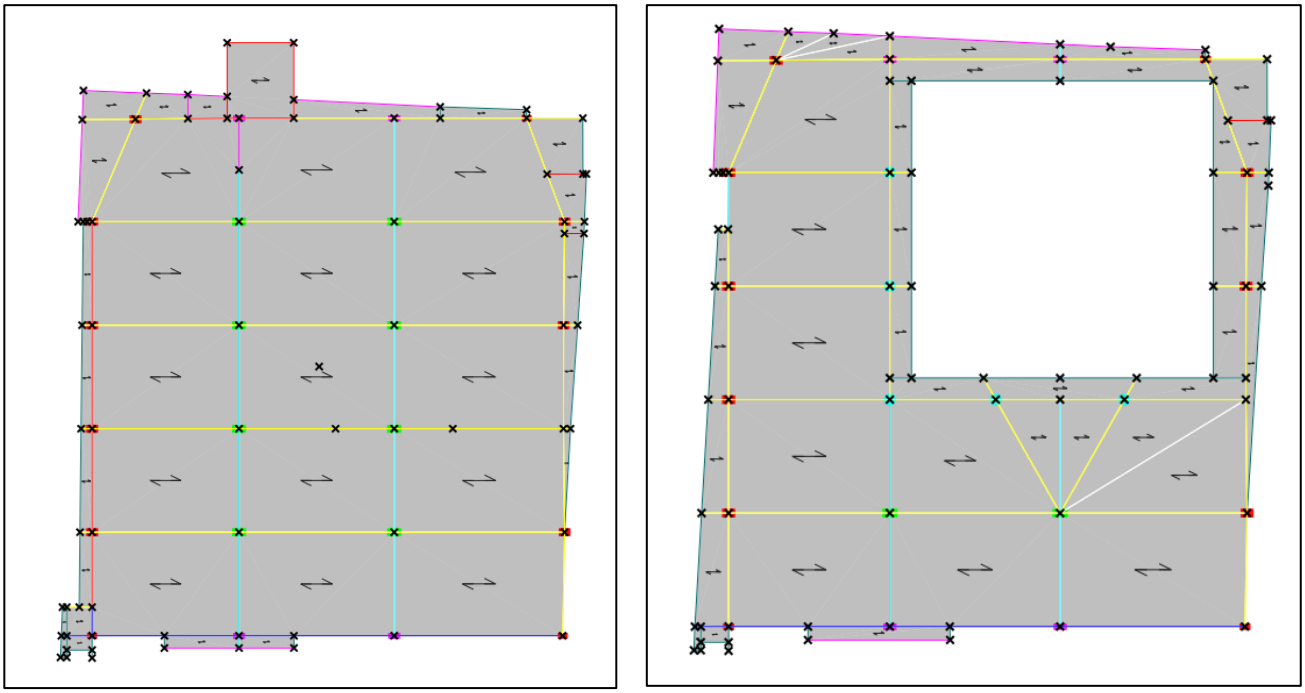
Fuente: ETABS

Figura 9–45 Planta nivel 3 y nivel 4



Fuente: ETABS

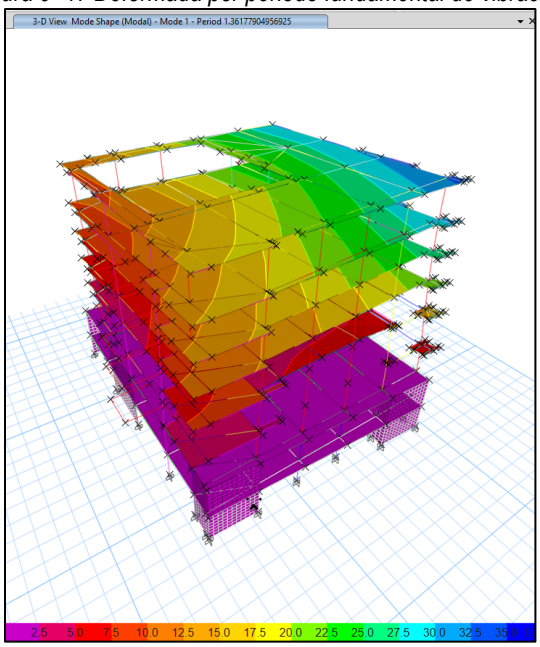
Figura 9–46 Planta nivel 5 y cubierta



Fuente: ETABS

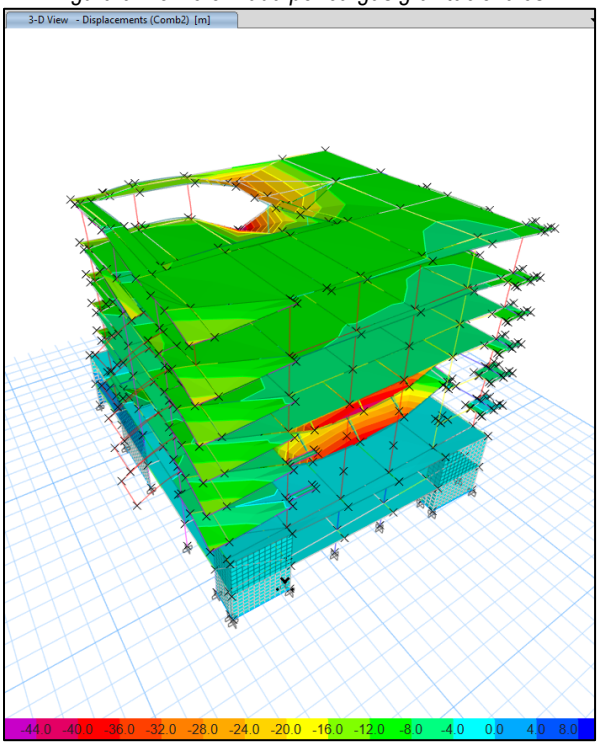
9.5.3.2 *Deformaciones Bloque C*

Figura 9–47 Deformada por periodo fundamental de vibración



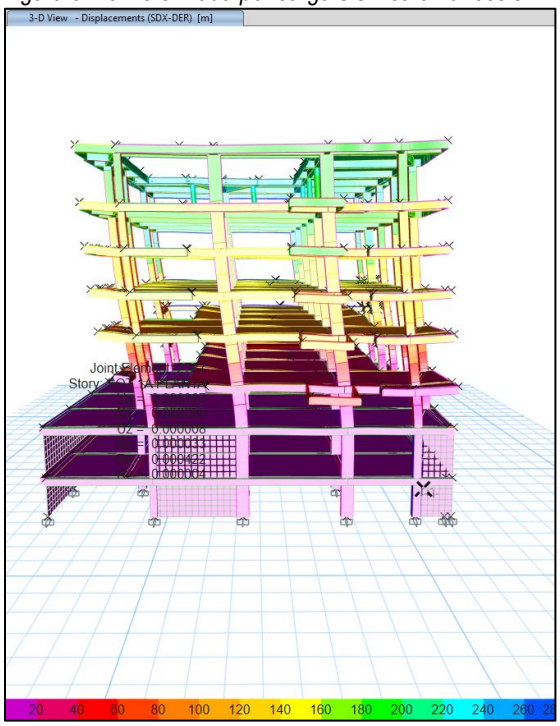
Fuente: ETABS

Figura 9–48 Deformada por cargas gravitacionales



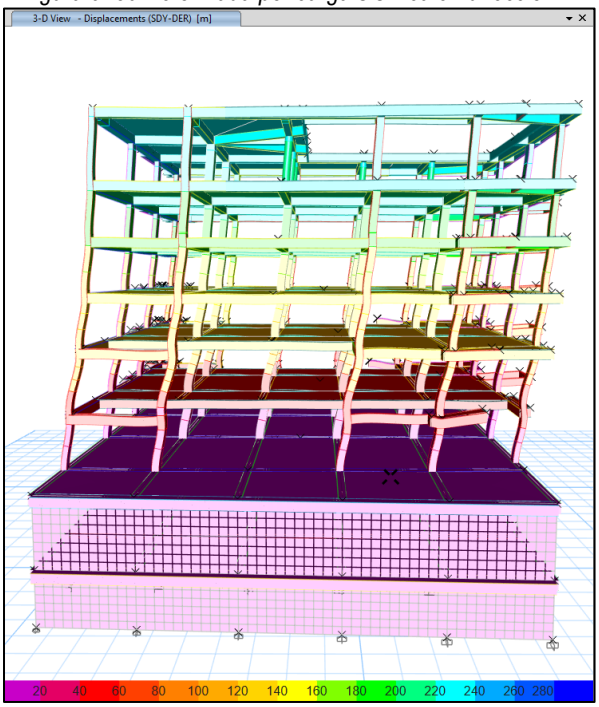
Fuente: ETABS

Figura 9–49 Deformada por carga sísmica en dirección X



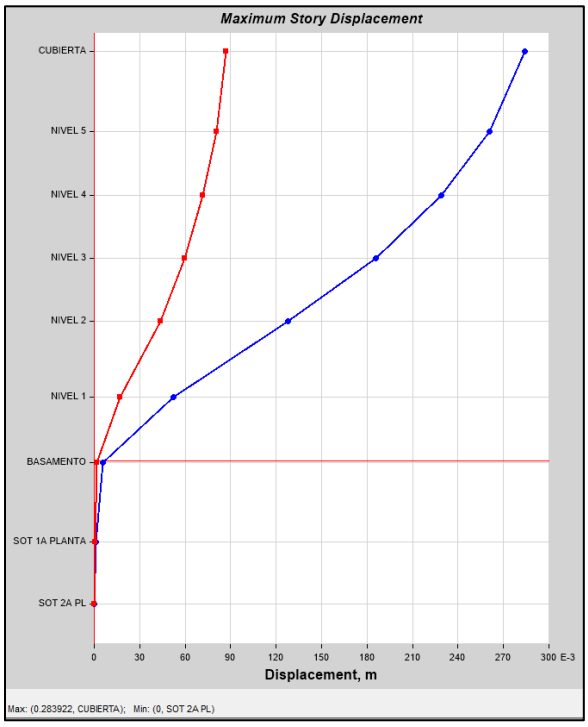
Fuente: ETABS

Figura 9–50 Deformada por carga sísmica en dirección Y



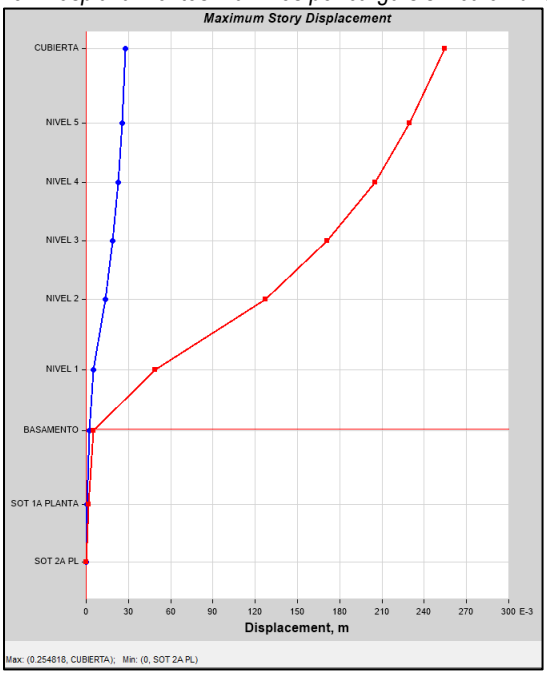
Fuente: ETABS

Figura 9–51 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección x



Fuente: ETABS

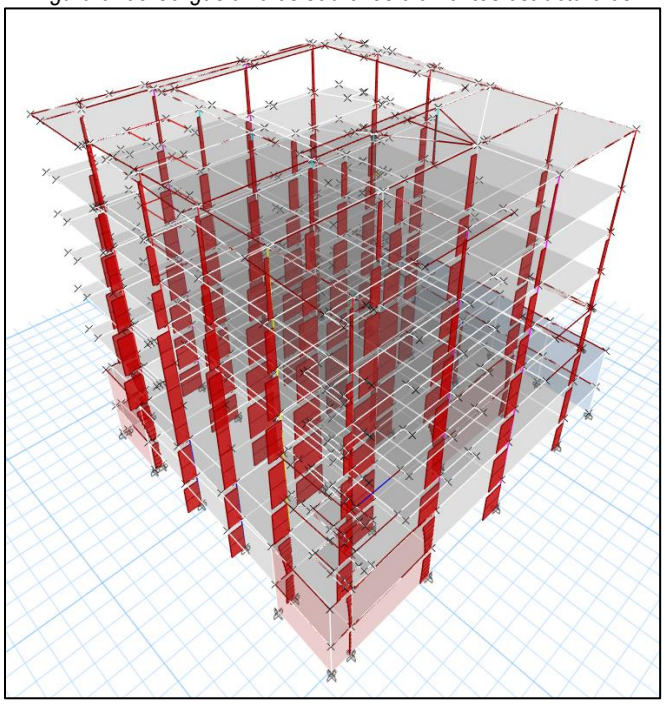
Figura 9–52 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección Y



Fuente: ETABS

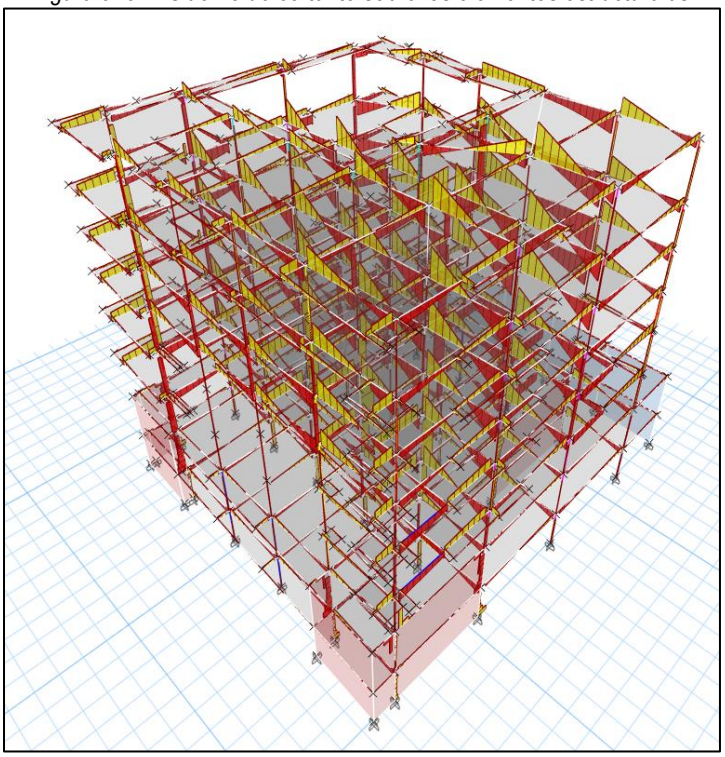
9.5.3.3 Esfuerzos internos Bloque C

Figura 9–53 Cargas axiales sobre los elementos estructurales



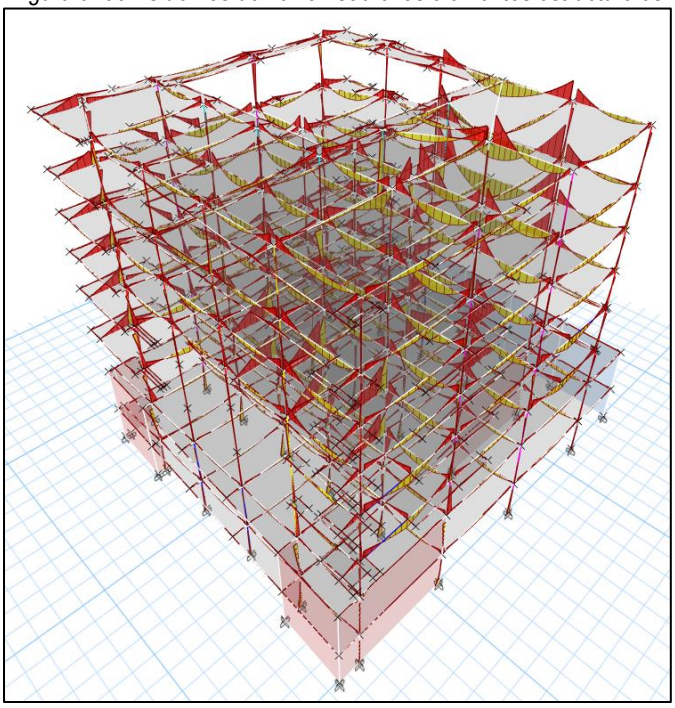
Fuente: ETABS

Figura 9–54 Esfuerzo de cortante sobre los elementos estructurales



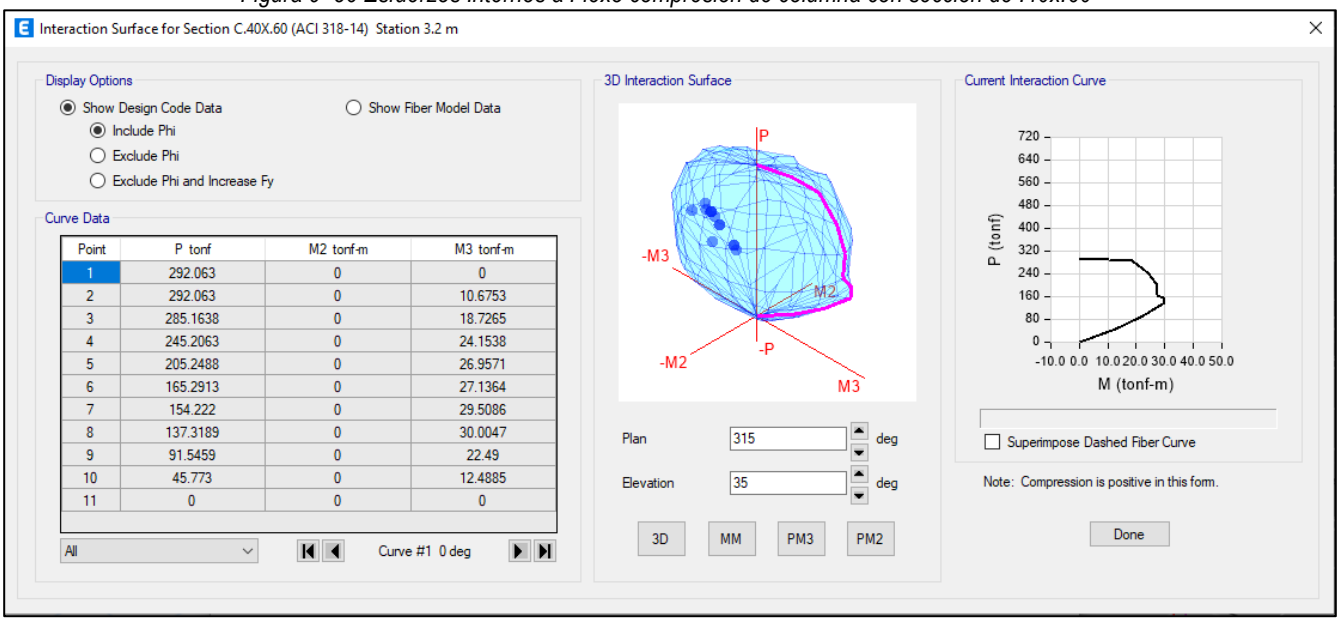
Fuente: ETABS

Figura 9–55 Esfuerzos de flexión sobre los elementos estructurales



Fuente: ETABS

Figura 9–56 Esfuerzos Internos a Flexo compresión de columna con sección de .40x.60



Fuente: ETABS

Figura 9–57 Esfuerzos internos pantalla estructural E=0.20 m

Flexural Design for P, M_3 and M_2

Station	D/C	Flexural	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m
Top	0.339	Comb9	518.3968	-2.2779	200.3392
Bottom	0.418	Comb8	540.8904	1.2504	583.7529

Shear Design

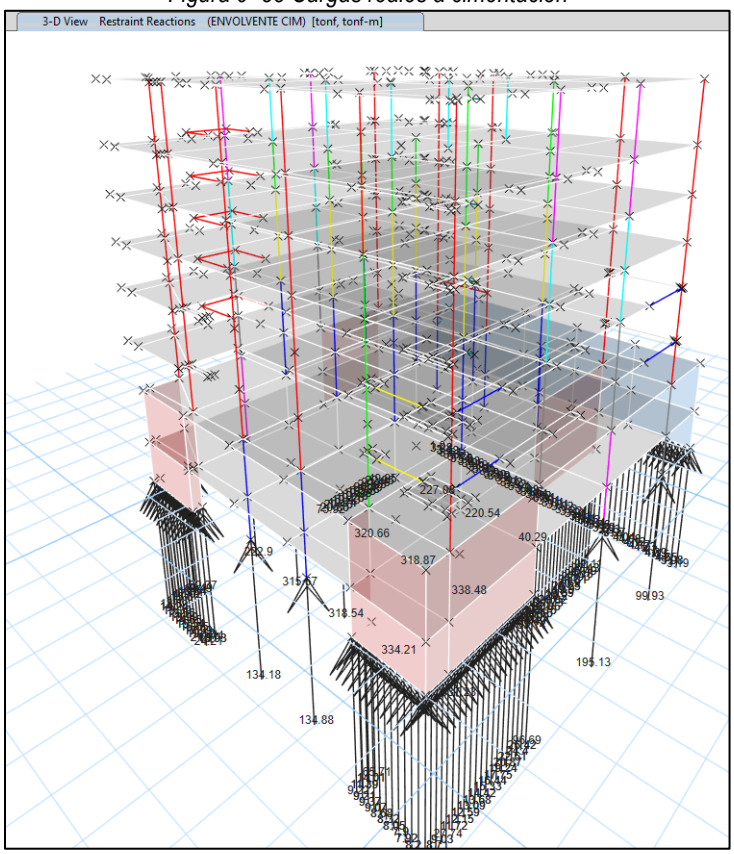
Station Location	ID	Rebar m^2/m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.00094	Comb8	380.6762	333.1887	191.7902	101.3141	191.7902
Bottom	Leg 1	0.00093	Comb12	291.0296	575.9252	190.8438	101.3141	190.8438

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.2, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp $tonf/m^2$	Stress Limit $tonf/m^2$	C Depth m	C Limit m
Top–Left	Leg 1	1.0545	Comb9	518.3968	200.3392	252.71	499.66		
Top–Right	Leg 1	1.0545	Comb9	518.3968	200.3392	519.29	499.66	1.726	1.49222
Bottom–Left	Leg 1	1.1717	Comb9	559.2902	-55.7876	453.57	499.66	1.8432	1.49222
Botttom–Right	Leg 1	1.1717	Comb9	559.2902	416.566	693.6	499.66	1.8432	1.49222

Fuente: ETABS

Figura 9–58 Cargas reales a cimentación



Fuente: ETABS

Tabla 9.21 Resultados análisis dinámico estructura Bloque C

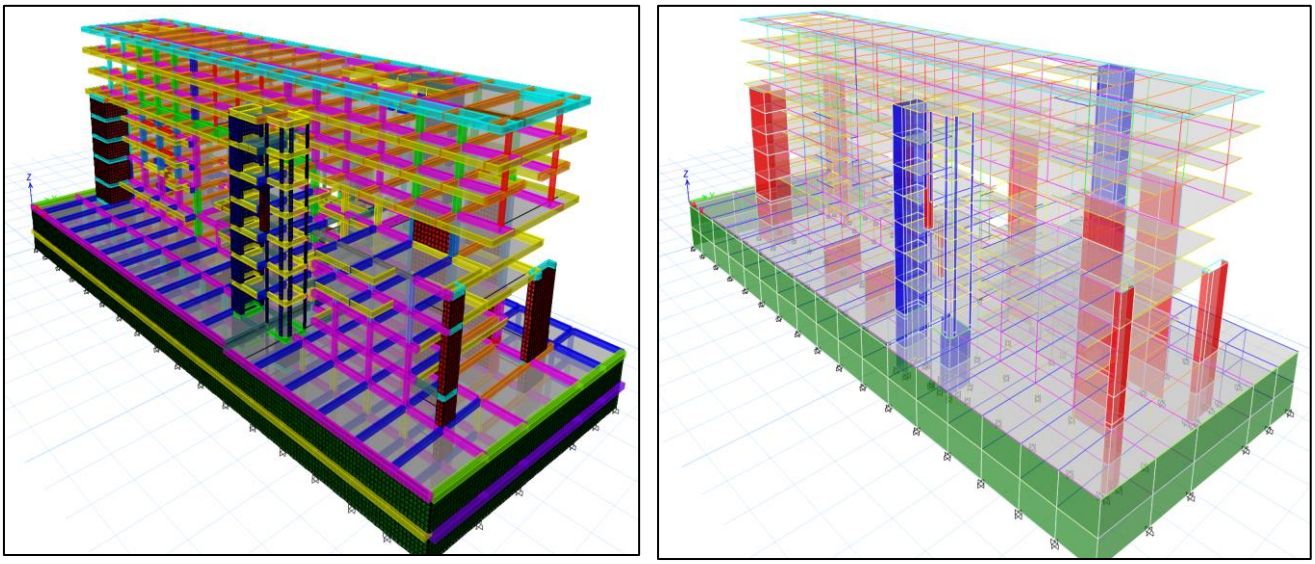
NIVELES	DESPLAZAMIENTO EN X(m)	DESPLAZAMIENTO EN Y(m)
CUBIERTA	0.283m	0.254m
NIVEL 5	0.260m	0.229m
NIVEL 4	0.229m	0.205m
NIVEL 3	0.185m	0.170m
NIVEL 2	0.128m	0.127m
NIVEL 1	0.052m	0.048m
BASAMENTO	0.005m	0.005m
SOT 1A PLANTA	0.001m	0.001m
SOT 2A PL	0.000m	0.000m
Carga máxima a cimentación	338.59 Ton	

Fuente: ETABS

9.5.4 Bloque D

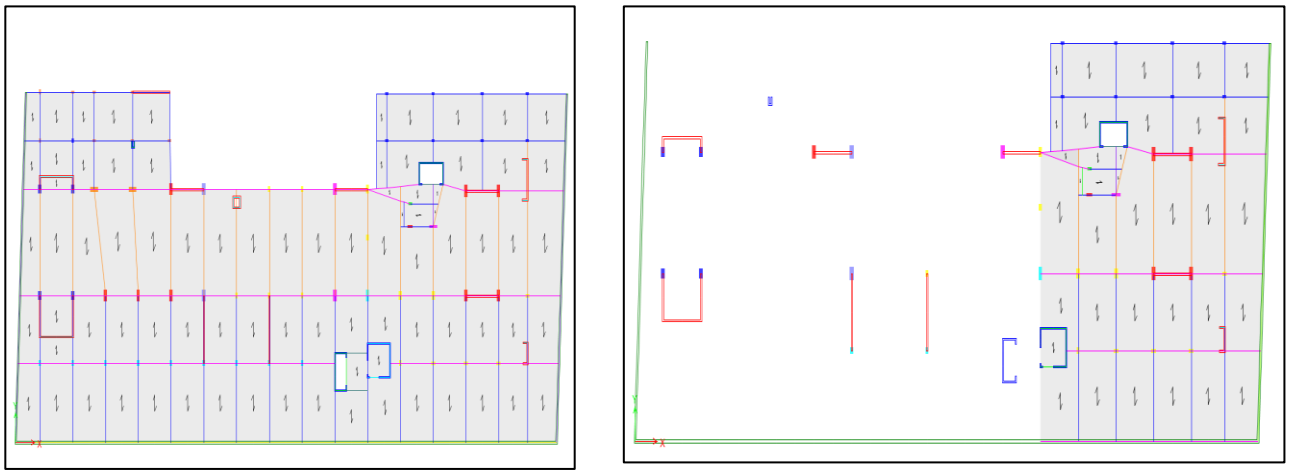
9.5.4.1 Análisis dinámico y presentación del modelo matemático Bloque D. Ver anexo 3- Datos Etabs

Figura 9–59 Modelo matemático 3D Bloque D



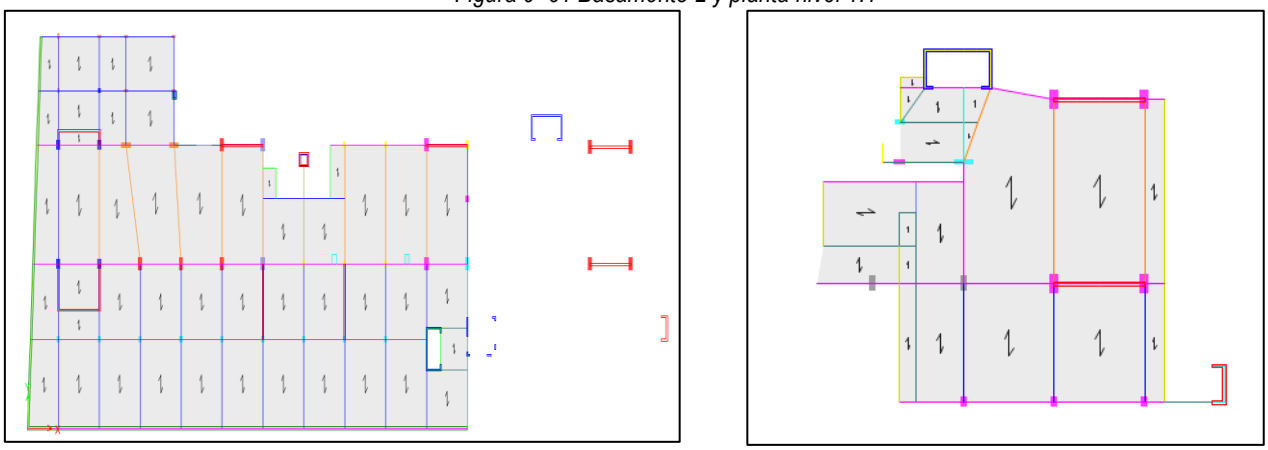
Fuente: ETABS

Figura 9–60 Planta sotano1 y Basamento 1



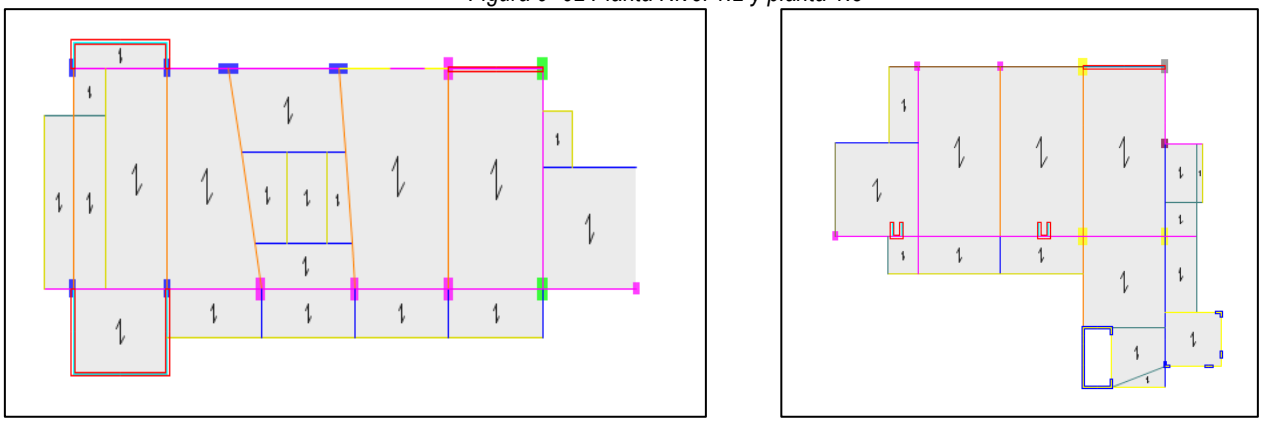
Fuente: ETABS

Figura 9–61 Basamento 2 y planta nivel 1.1



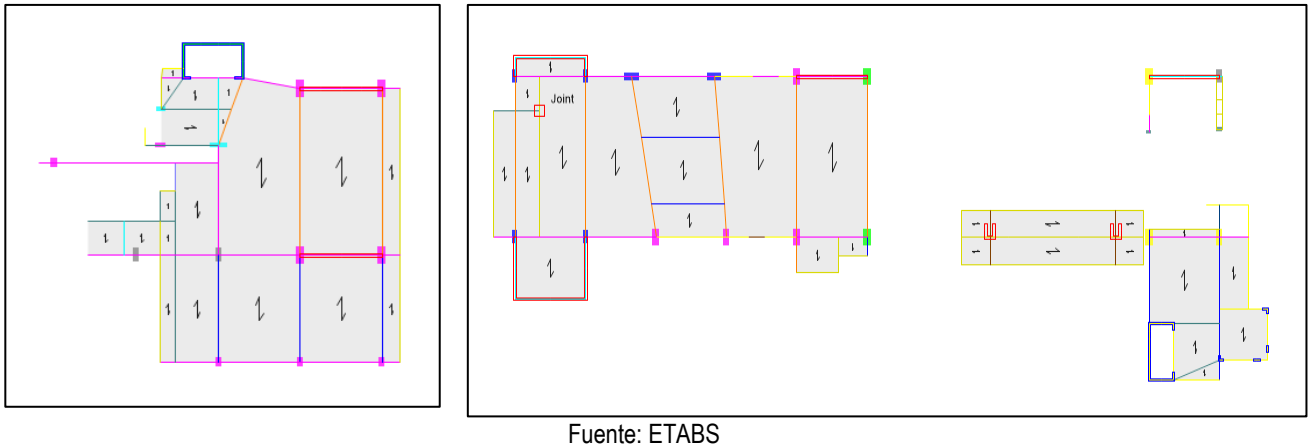
Fuente: ETABS

Figura 9–62 Planta Nivel 1.2 y planta 1.3



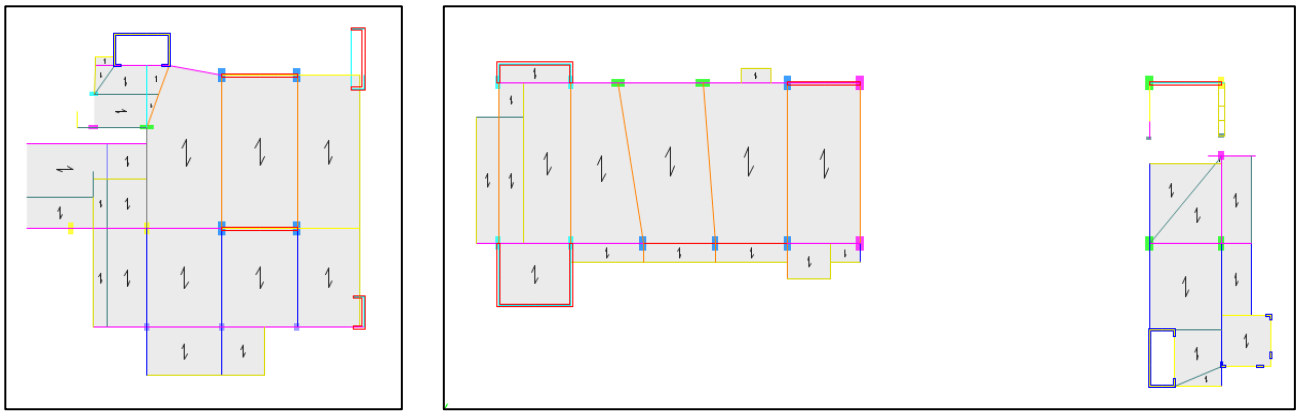
Fuente: ETABS

Figura 9–63 Planta Nivel 2.1 y planta 2.2



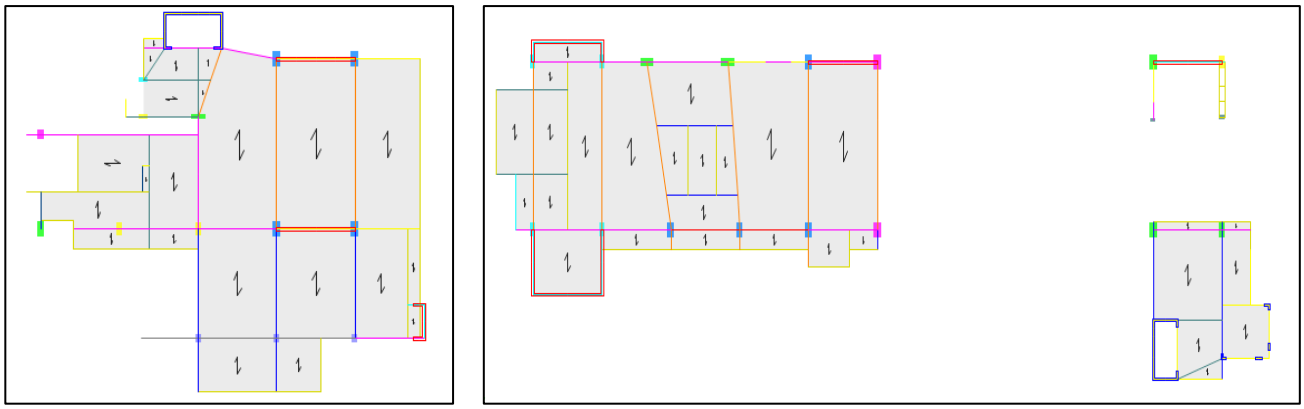
Fuente: ETABS

Figura 9–64 Planta Nivel 3.1 y planta 3.2



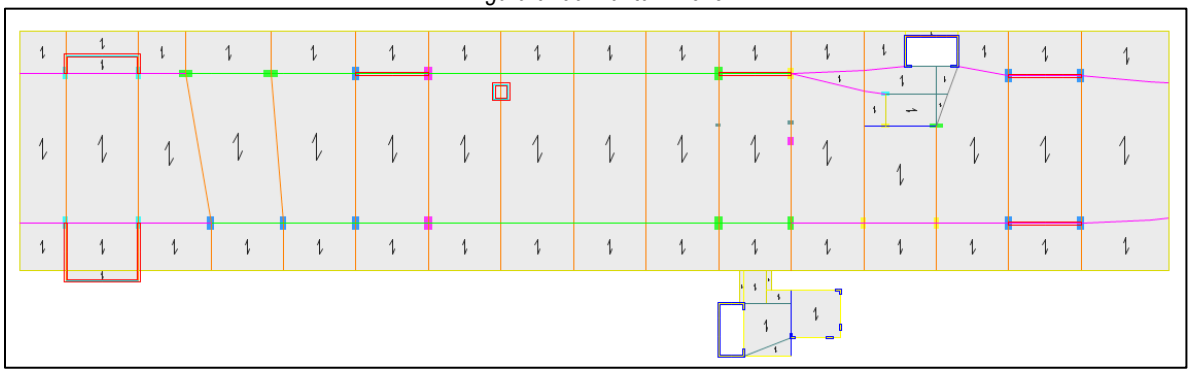
Fuente: ETABS

Figura 9–65 Planta Nivel 4.1 y planta 4.2



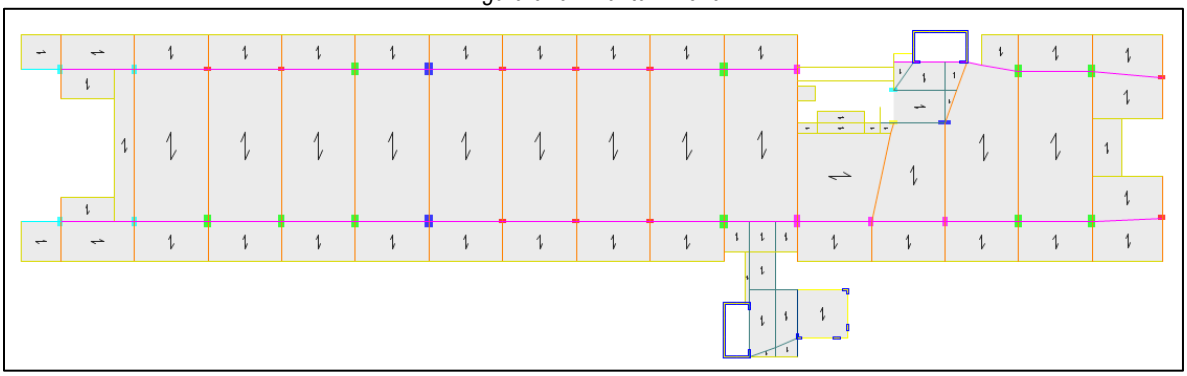
Fuente: ETABS

Figura 9–66 Planta Nivel 5



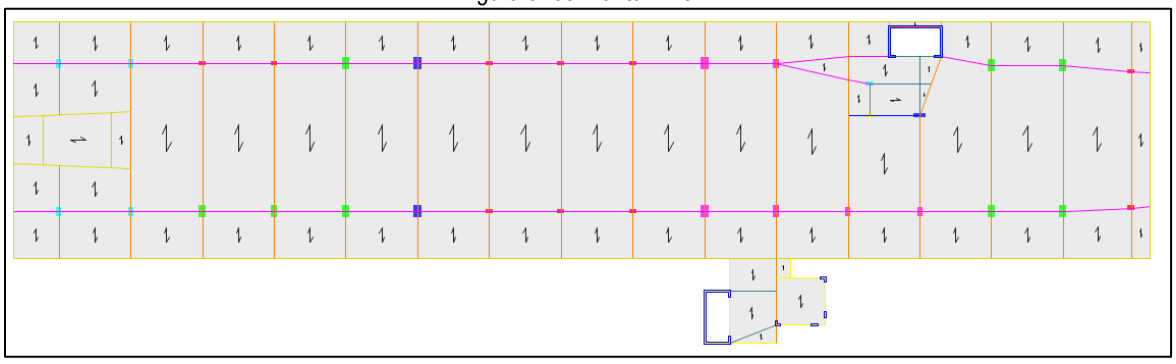
Fuente: ETABS

Figura 9–67 Planta Nivel 6



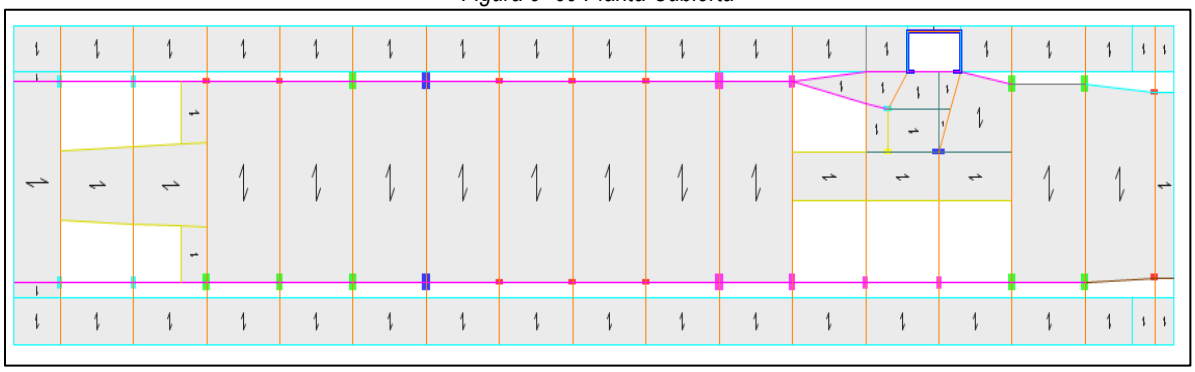
Fuente: ETABS

Figura 9–68 Planta Nivel 7



Fuente: ETABS

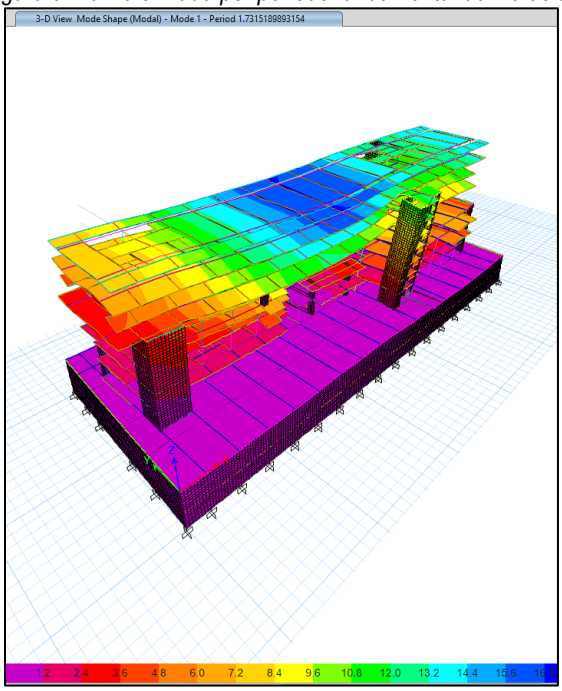
Figura 9–69 Planta Cubierta



Fuente: ETABS

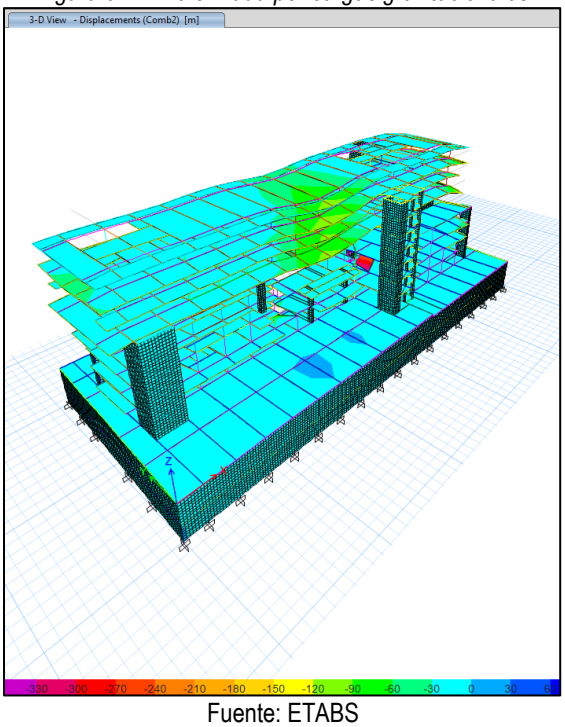
9.5.4.2 Deformaciones Bloque D

Figura 9–70 Deformada por periodo fundamental de vibración



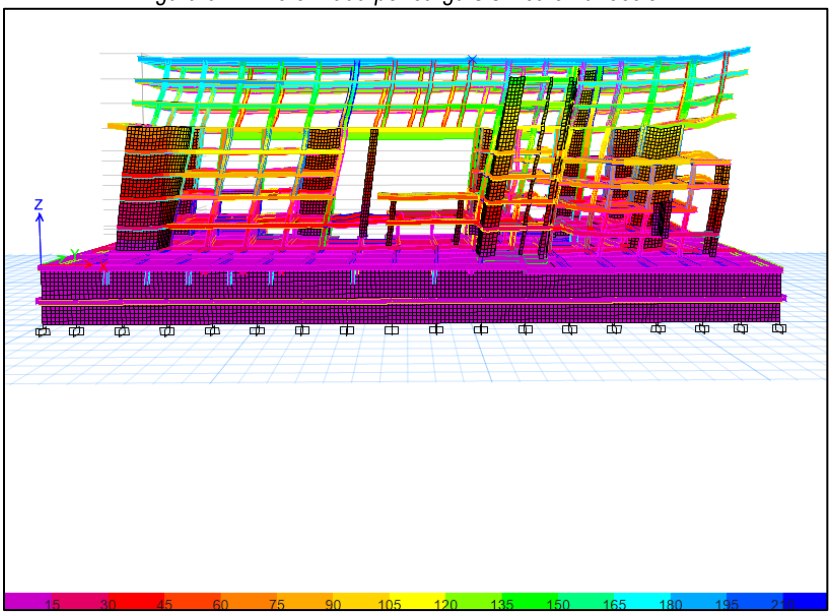
Fuente: ETABS

Figura 9–71 Deformada por cargas gravitacionales



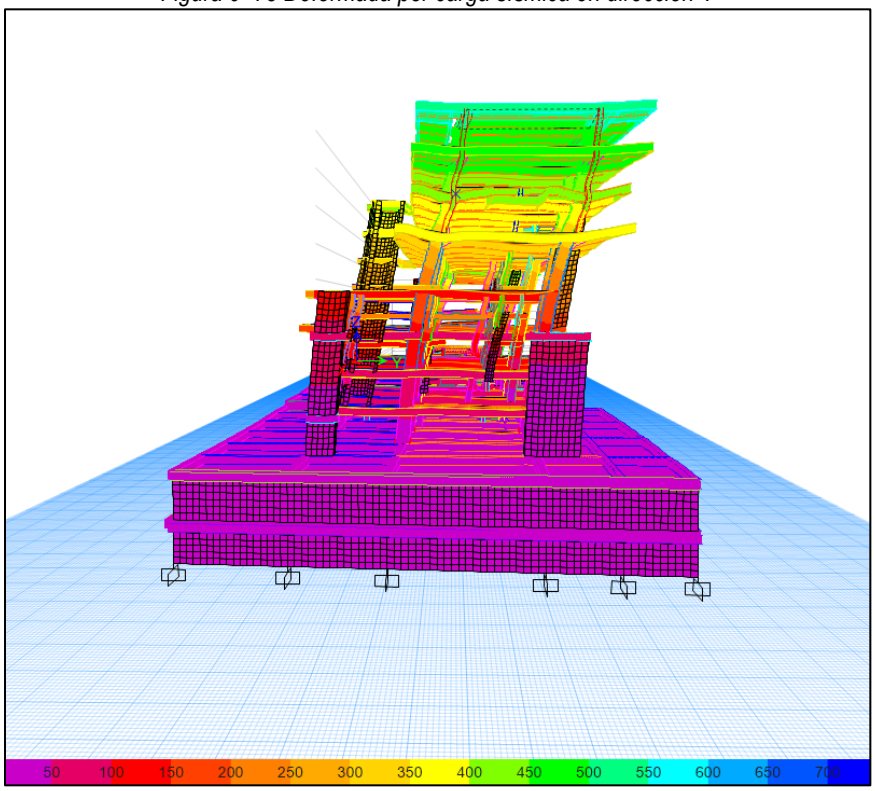
Fuente: ETABS

Figura 9–72 Deformada por carga sísmica en dirección X



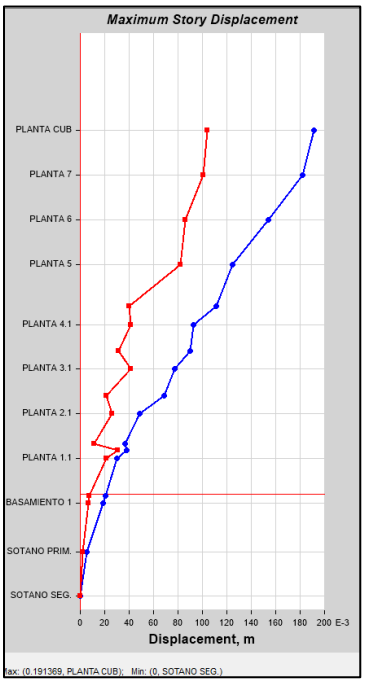
Fuente: ETABS

Figura 9–73 Deformada por carga sísmica en dirección Y



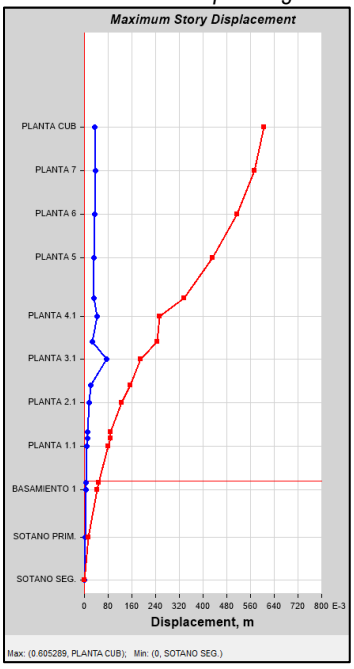
Fuente: ETABS

Figura 9–74 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección x



Fuente: ETABS

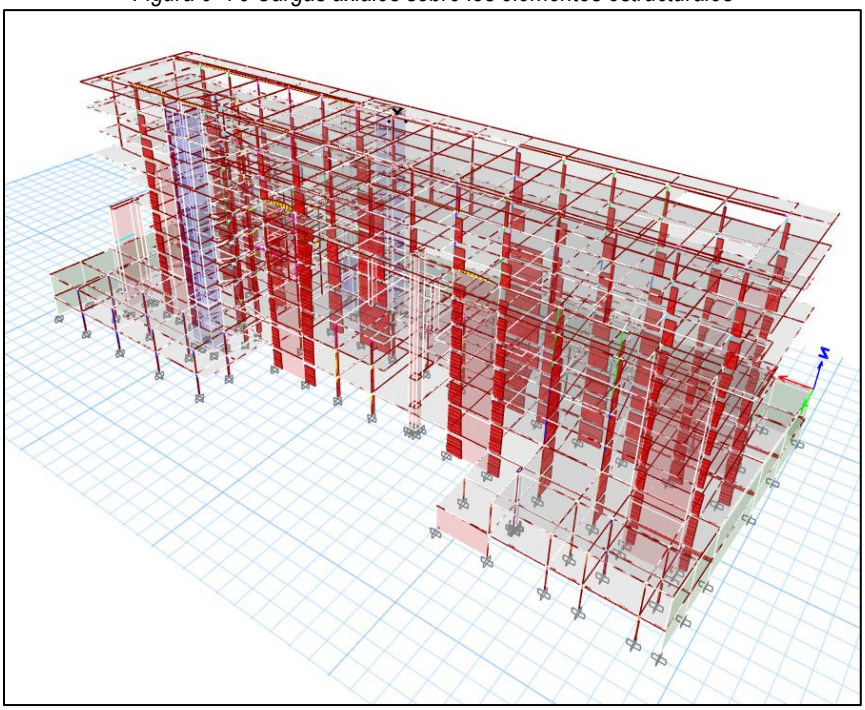
Figura 9–75 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección Y



Fuente: ETABS

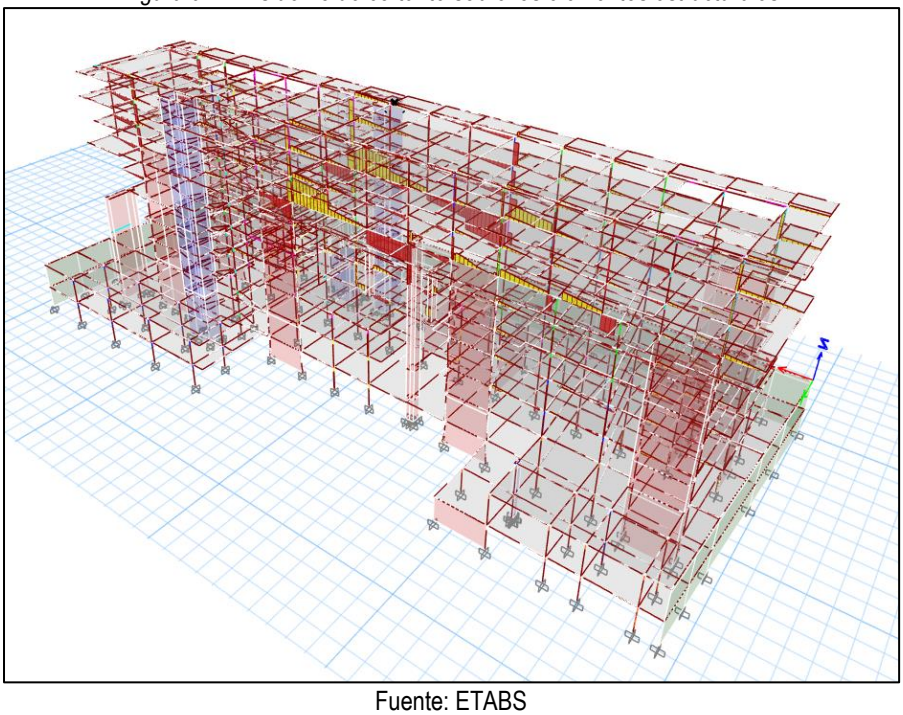
9.5.4.3 Esfuerzos internos Bloque D

Figura 9–76 Cargas axiales sobre los elementos estructurales



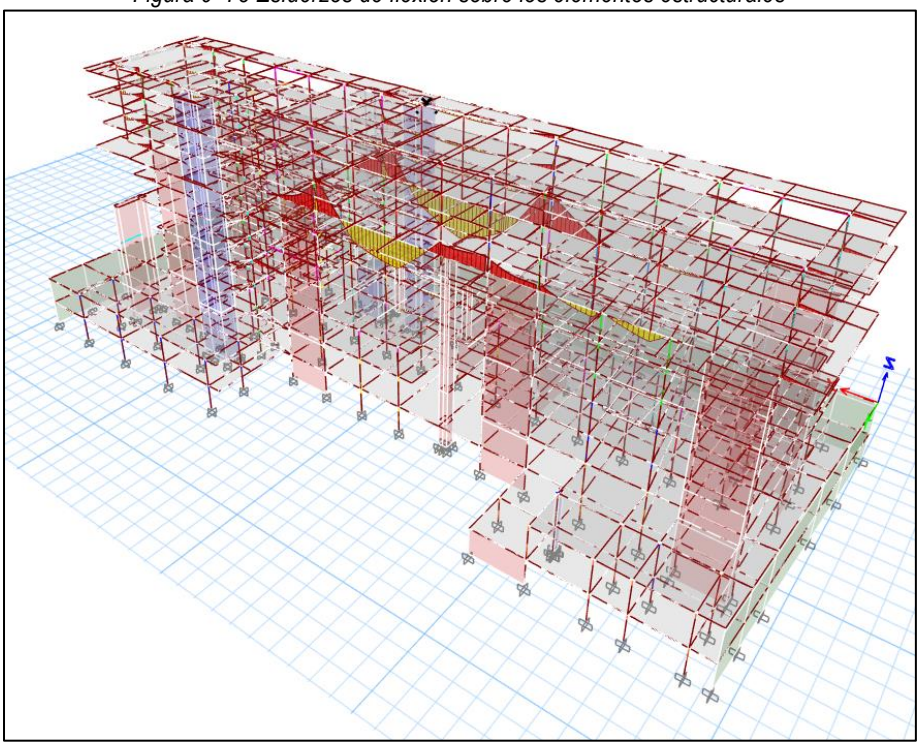
Fuente: ETABS

Figura 9–77 Esfuerzo de cortante sobre los elementos estructurales



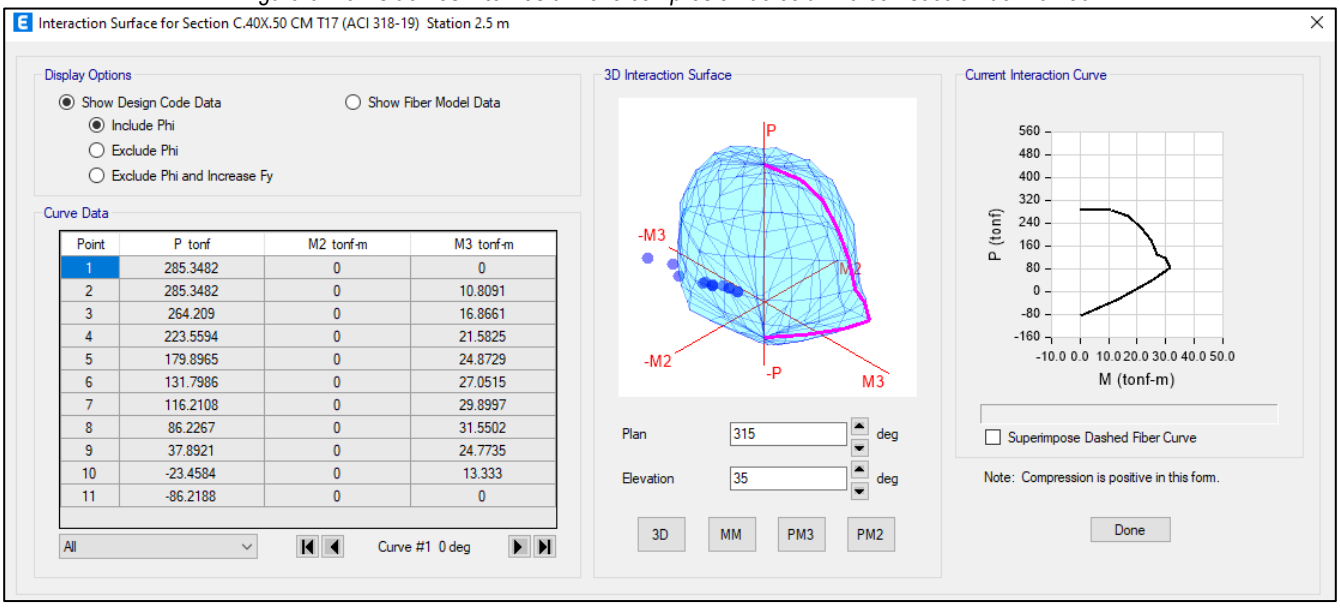
Fuente: ETABS

Figura 9–78 Esfuerzos de flexión sobre los elementos estructurales



Fuente: ETABS

Figura 9–79 Esfuerzos Internos a Flexo compresión de columna con sección de .40x.50



Fuente: ETABS

Figura 9–80 Esfuerzos internos pantalla estructural E=0.20 m

Flexural Design for P, M_2 and M_3

Station	D/C	Flexural	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m
Top	8.809	Comb13	-389.9031	-2.1237	-21.0892
Bottom	11.635	Comb13	-512.905	3.1282	19.5539

Design Inadequacy Message: Pier fails in flexure or P-M-M interaction !!

Shear Design

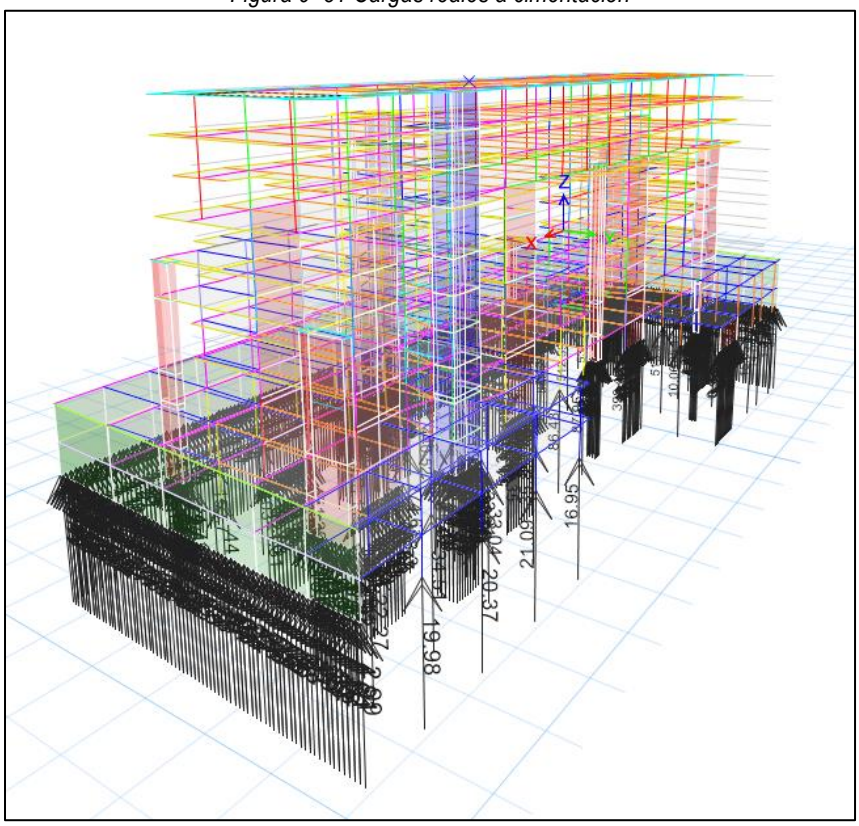
Station Location	ID	Rebar m^2/m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.00055	Comb9	-357.5919	14.3385	33.1795	18.5644	33.1795
Bottom	Leg 1	0.00056	Comb9	-477.5554	17.1955	33.5364	18.5644	33.5364

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.2, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp $tonf/m^2$	Stress Limit $tonf/m^2$	C Depth m	C Limit m
Top–Left	Leg 1	Not Calculated	Comb9	521.3853	14.3385	1715.47	490	1.845	0.41
Top–Right	Leg 1	Not Calculated	Comb9	521.3853	14.3385	2052.45	490	1.845	0.41
Bottom–Left	Leg 1	Not Calculated	Comb9	533.0026	17.1955	1723.87	490	1.845	0.41
Bottom–Right	Leg 1	Not Calculated	Comb9	533.0026	17.1955	2128	490	1.845	0.41

Fuente: ETABS

Figura 9–81 Cargas reales a cimentación



Fuente: ETABS

Tabla 9.22 Resultados análisis dinámico estructura Bloque D

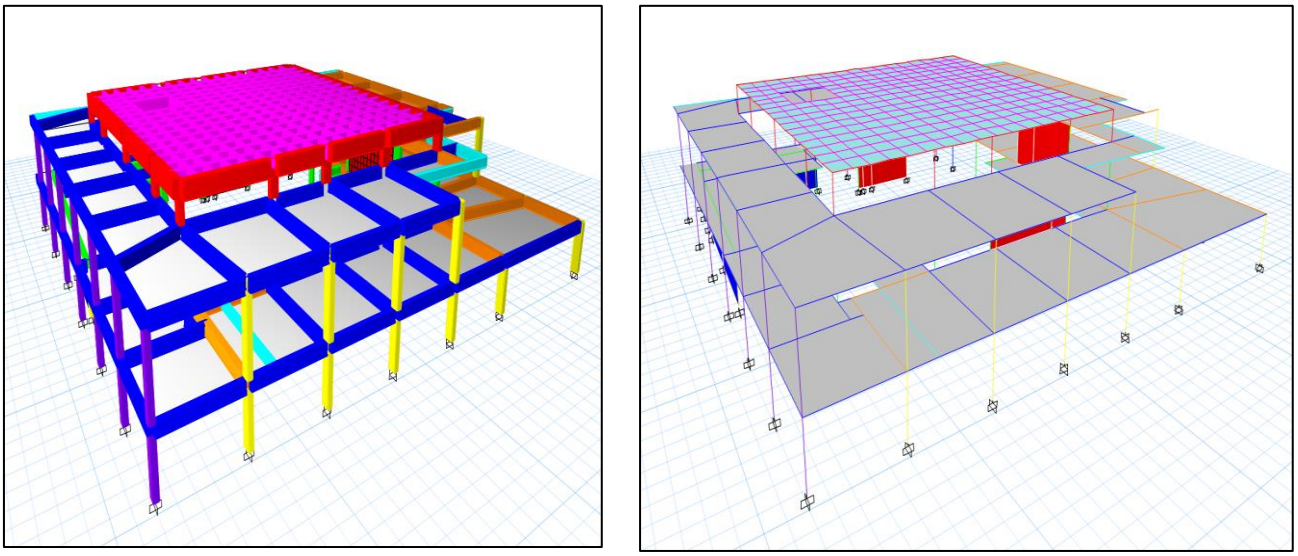
NIVELES	DESPLAZAMIENTO EN X(m)	DESPLAZAMIENTE EN Y(m)
PLANTA CUB	0.191369m	0.605289m
PLANTA 7	0.181865m	0.572073m
PLANTA 6	0.153903m	0.514059m
PLANTA 5	0.124846m	0.431975m
PLANTA 4.2	0.111546m	0.336407m
PLANTA 4.1	0.092966m	0.254176m
PLANTA 3.2	0.089818m	0.245067m
PLANTA 3.1	0.077658m	0.189183m
PLANTA 2.2	0.068473m	0.153433m
PLANTA 2.1	0.04891m	0.125938m
PLANTA 1.3	0.036395m	0.087053m
PLANTA 1.2	0.037843m	0.08808m
PLANTA 1.1	0.03002m	0.080152m
BASAMENTO 2	0.020422m	0.047238m
BASAMIENTO 1	0.018819m	0.041713m
SOTANO PRIM.	0.005425m	0.012594m
SOTANO SEG.	0m	0
Carga máxima a cimentación	531.7 Ton	

Fuente: ETABS

9.5.5 Bloque E

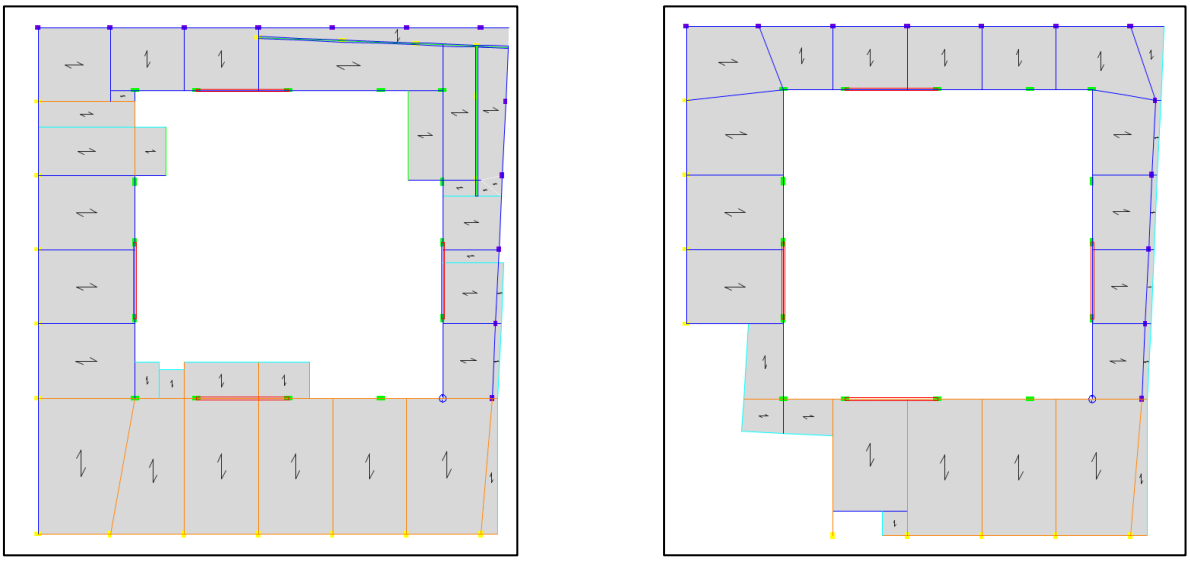
9.5.5.1 Análisis dinámico y presentación del modelo matemático Bloque E. Ver anexo 3- Datos Etabs

Figura 9–82 Modelo matemático 3D Bloque E



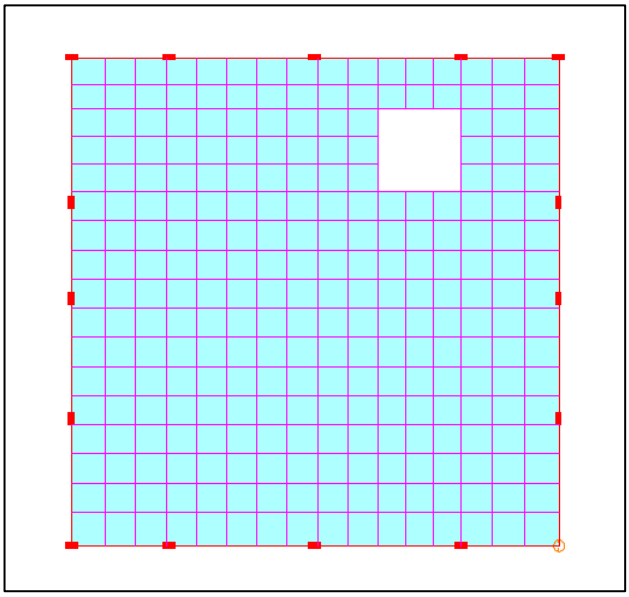
Fuente: ETABS

Figura 9–83 Planta sotano1 y Basamento



Fuente: ETABS

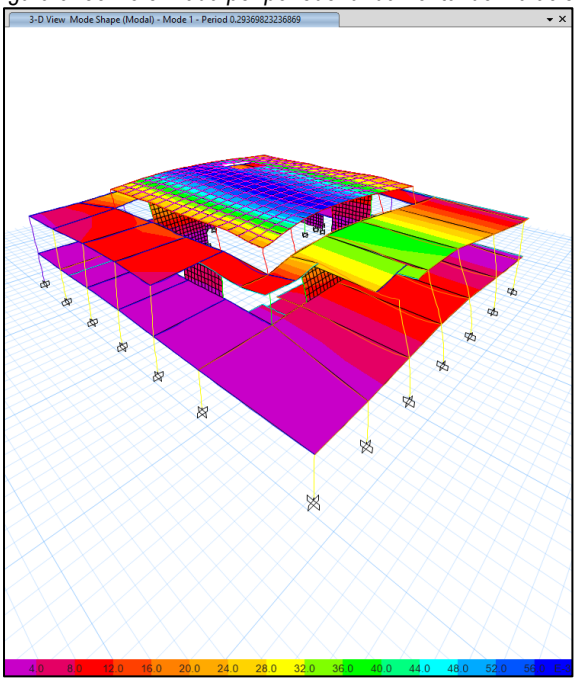
Figura 9–84 Cubierta



Fuente: ETABS

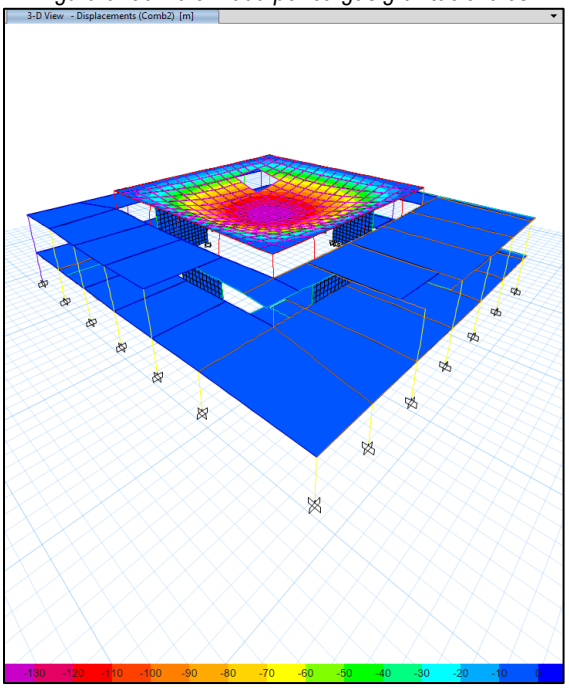
9.5.5.2 Deformaciones Bloque E

Figura 9–85 Deformada por periodo fundamental de vibración



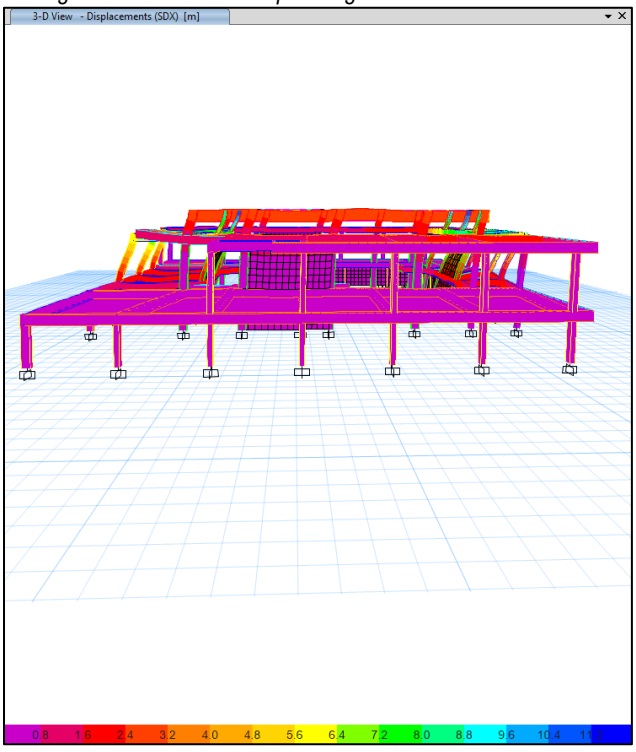
Fuente: ETABS

Figura 9–86 Deformada por cargas gravitacionales



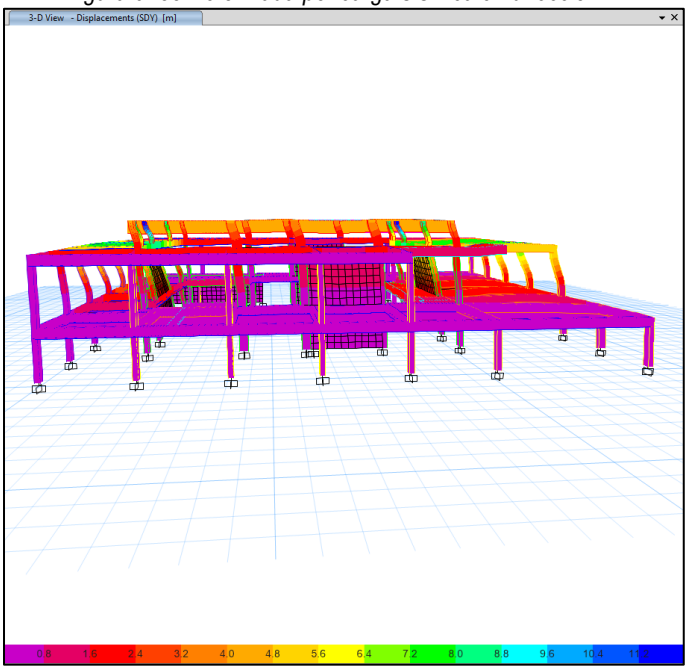
Fuente: ETABS

Figura 9–87 Deformada por carga sísmica en dirección X



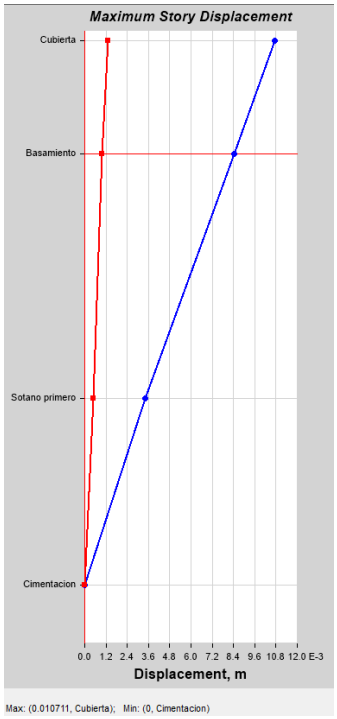
Fuente: ETABS

Figura 9–88 Deformada por carga sísmica en dirección Y



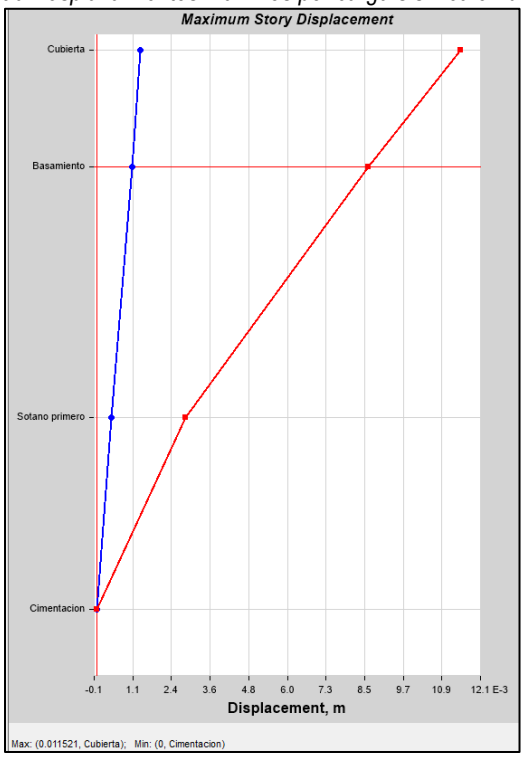
Fuente: ETABS

Figura 9–89 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección x



Fuente: ETABS

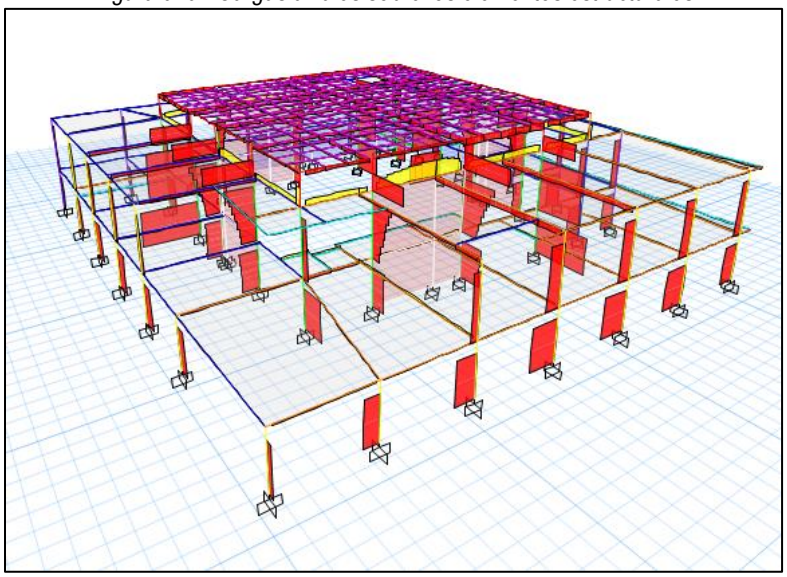
Figura 9–90 Desplazamientos máximos por carga sísmica en dirección Y



Fuente: ETABS

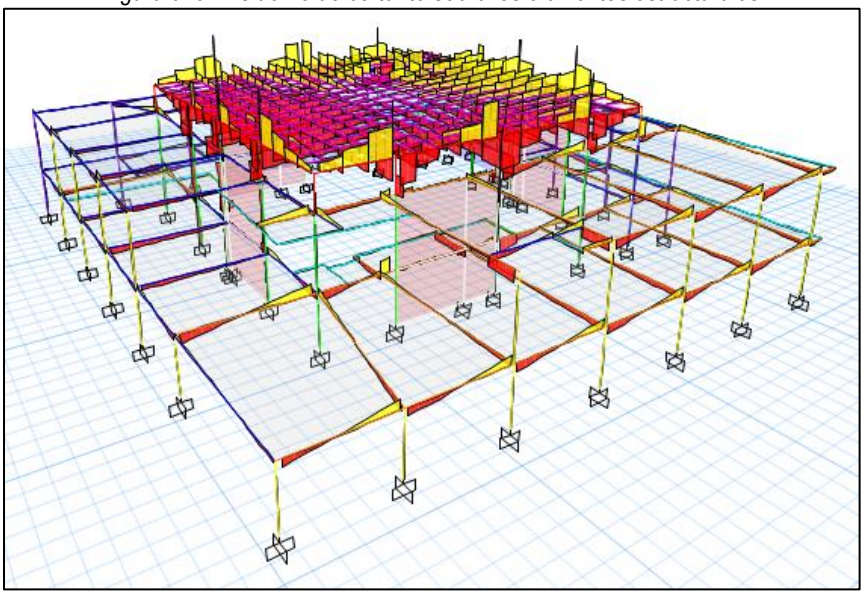
9.5.5.3 Esfuerzos internos Bloque E

Figura 9–91 Cargas axiales sobre los elementos estructurales



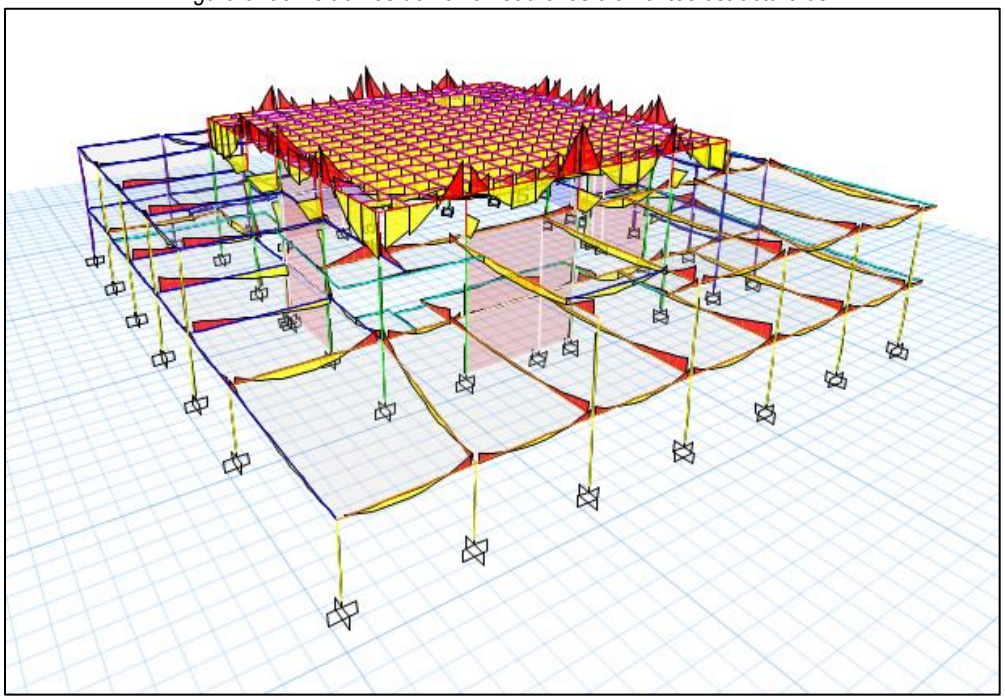
Fuente: ETABS

Figura 9–92 Esfuerzo de cortante sobre los elementos estructurales



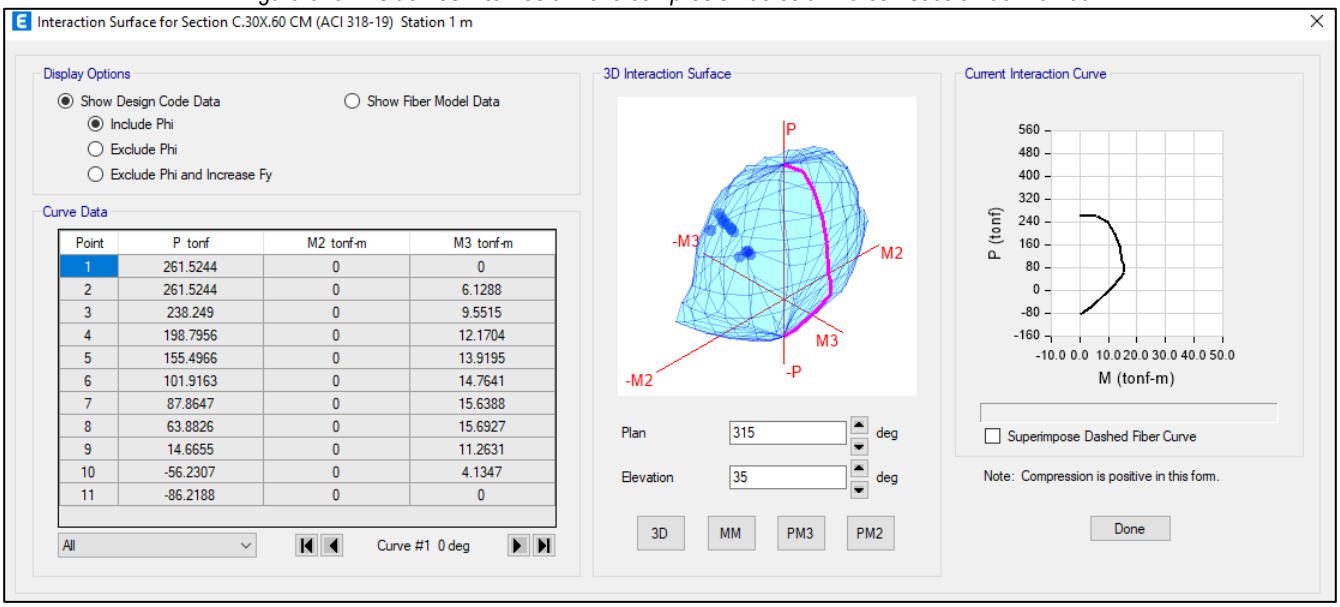
Fuente: ETABS

Figura 9–93 Esfuerzos de flexión sobre los elementos estructurales



Fuente: ETABS

Figura 9–94 Esfuerzos Internos a Flexo compresión de columna con sección de .40x.60



Fuente: ETABS

Figura 9–95 Esfuerzos internos pantalla estructural E=0.20 m

Flexural Design for P, M_2 and M_3

Station	D/C	Flexural	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m
Top	0.104	Comb9	94.1258	-0.2394	13.5853
Bottom	0.447	Comb9	72.1283	-7.8491	38.7127

Shear Design

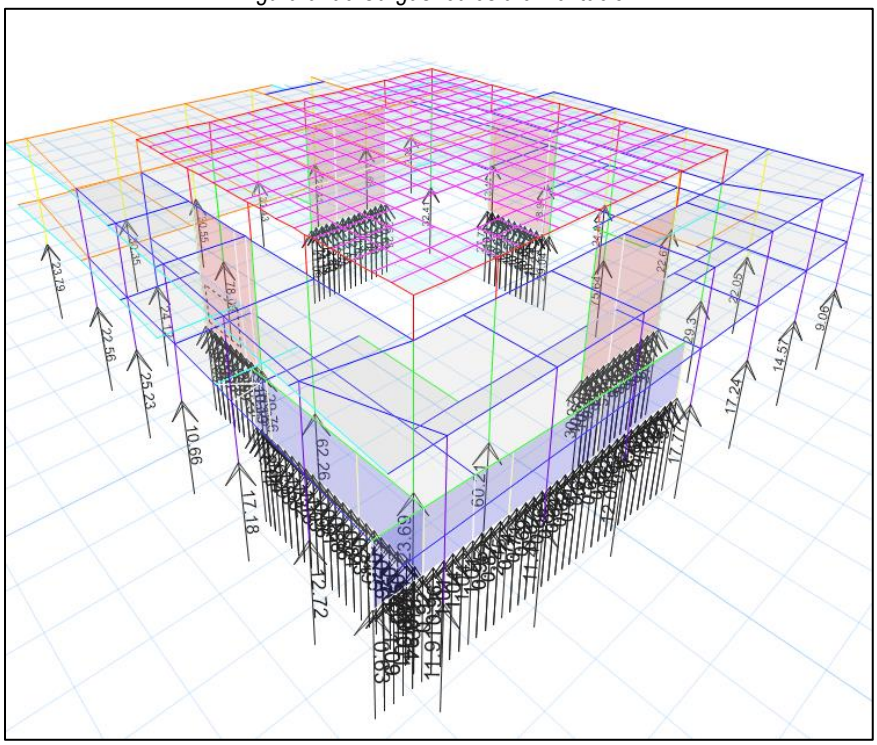
Station Location	ID	Rebar m^2/m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.0005	Comb9	69.403	13.5853	27.2908	59.2418	87.7898
Bottom	Leg 1	0.0005	Comb9	72.1283	38.7127	18.2891	59.2418	87.7898

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.2, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp tonf/m²	Stress Limit tonf/m²	C Depth m	C Limit m
Top–Left	Leg 1	Not Required	Comb9	94.1258	13.5853	92.77	490		
Top–Right	Leg 1	Not Required	Comb9	94.1258	13.5853	144.62	490		
Bottom–Left	Leg 1	Not Required	Comb9	108.0951	38.7127	62.44	490		
Botttom–Right	Leg 1	Not Required	Comb9	108.0951	38.7127	210.19	490		

Fuente: ETABS

Figura 9–96 Cargas reales a cimentación



Fuente: ETABS

Tabla 9.23 Resultados análisis dinámico estructura Bloque E

NIVELES	SISMO EN X	SISMO EN Y
CUBIERTA	0.010m	0.011m
BASAMENTO	0.008m	0.008m
SOT 1A PLANTA	0.003m	0.002m
SOT 2A PL	0.000m	0.000m
Carga máxima a cimentación	78.09 Ton	

Fuente: ETABS

9.6 ETAPA 6 – CÁLCULO DE LA RESISTENCIA EXISTENTE DE LA ESTRUCTURA DE ACUERDO CON A.10.4.3.3

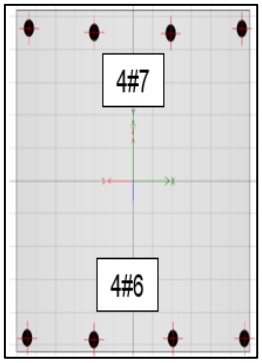
La resistencia de cada elemento estructural y la edificación se ha calculado con base en los resultados de las exploraciones realizadas y de acuerdo con el siguiente orden:

Nota: El refuerzo para el análisis de la flexión de las vigas fue extraído de los despieces de los planos existente.

9.6.1 Resistencia de elementos existentes de las estructuras

- Resistencia a la flexión en vigas: Se calcula con base en la resistencia a la compresión del concreto f'c, la resistencia a la fluencia del acero Fy y la cantidad de acero longitudinal suministrado (acero horizontal de caras superiores e inferiores).

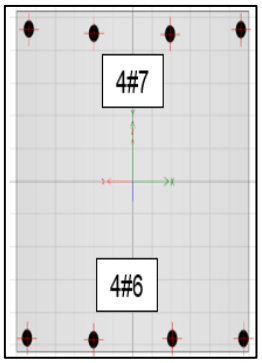
Figura 9–97 Resistencia a la flexión en viga de carga de 0.60x0.60



REFUERZO	
$A_s := (4 \cdot 2.84)\ cm^2 = 11.36\ cm^2$	Área de acero para flexión
$A_v := 2 \cdot 0.71\ cm^2 = 1.42\ cm^2$	Área de acero para corte
$\phi_{long} := 6 \cdot 8^{-1}\ in = 1.91\ cm$	Diámetro de barra Long. más grande
$\phi_{trans} := 3 \cdot 8^{-1}\ in = 0.95\ cm$	Diámetro de barra trans. más grande
$s := 0.12\ m$	Separación de flejes
$d = 0.52\ m$	Altura efectiva de la viga
$\rho_{colocado} = 0.0036$	Cuantía longitudinal colocada
$a = 0.04\ m$	Parámetro a
$\phi M_n = 21.98\ tonnef \cdot m$	Momento nominal resistente

- Resistencia al corte en vigas: Se calcula con base en la resistencia a la compresión del concreto f'c, la resistencia a la fluencia del acero fy y la cantidad de acero transversal suministrado (flejes o estribos, diámetro y separación).

Figura 9–98 Resistencia al corte en viga de carga de 0.60x0.60

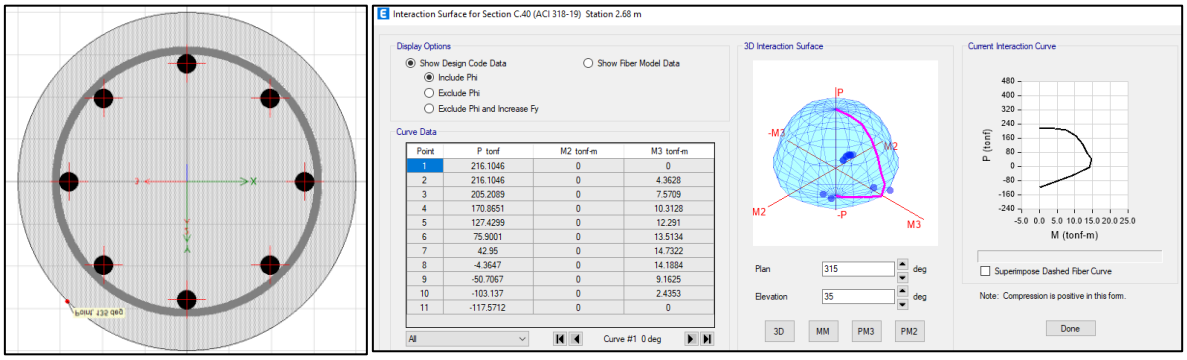


REFUERZO	
$A_s := (4 \cdot 2.84)\ cm^2 = 11.36\ cm^2$	Área de acero para flexión
$A_v := 2 \cdot 0.71\ cm^2 = 1.42\ cm^2$	Área de acero para corte
$\phi_{long} := 6 \cdot 8^{-1}\ in = 1.91\ cm$	Diámetro de barra Long. más grande
$\phi_{trans} := 3 \cdot 8^{-1}\ in = 0.95\ cm$	Diámetro de barra trans. más grande
$s := 0.12\ m$	Separación de flejes
$d = 0.52\ m$	Altura efectiva de la viga
$\rho_{colocado} = 0.0036$	Cuantía longitudinal colocada
$a = 0.04\ m$	Parámetro a
$\phi M_n = 21.98\ tonnef \cdot m$	Momento nominal resistente
$\phi V_c = 20.11\ tonnef$	Resistencia al cortante del concreto
$\phi V_s = 13.58\ tonnef$	Resistencia al cortante del acero
$\phi V_n = 33.69\ tonnef$	Resistencia al cortante de la sección

Fuente: ETABS

- Resistencia a la flexo-compresión en columnas: Se calcula con base en la resistencia a la compresión del concreto f'c, la resistencia a la fluencia del acero fy y la cantidad de acero longitudinal suministrado (acero vertical).

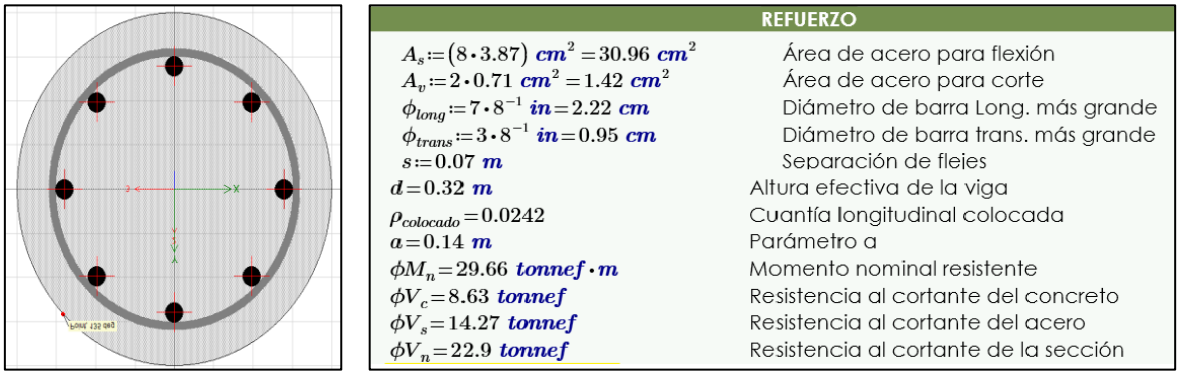
Figura 9–99 Resistencia a la flexo-compresión en columna de .40x.60 estructura



Fuente: ETABS

- Resistencia al corte en columnas: Se calcula con base en la resistencia a la compresión del concreto f'c, la resistencia a la fluencia del acero fy y la cantidad de acero transversal suministrado (flejes o estribos, diámetro y separación).

Figura 9–100 Resistencia al cortante en columna de .40x.60 estructura



Fuente: ETABS

- Resistencia pantalla estructural: Se calcula con base en la resistencia a la compresión del concreto f'c, la resistencia a la fluencia del acero fy y la cantidad de acero transversal suministrado (flejes o estribos, diámetro y separación).

Figura 9–101 Resistencia pantalla estructural E=0.20 m

$A_v := 2 \cdot 0.71\ cm^2$
$f_y := 240\ MPa$
$L_w := 0.81\ m$
$s := 0.20\ m$
$\phi V_c := 8.14\ tonnef$

$d := 0.80 \cdot L_w$

$\phi V_s := \frac{0.75\ A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = 8.445\ tonnef$

$\phi V_n := \phi V_c + \phi V_s = 16.585\ tonnef$

$V_u := 4.69\ tonnef$

$V_u - \phi V_n = -11.895\ tonnef$

Flexural Design for P, M_3 and M_2

Station	D/C	Flexural	P tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m
Top	0.432	DWalS18	-5.7538	0.3257	0.0007
Bottom	0.468	DWalS24	-3.8266	-0.0179	2.3075

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m^2/m	Shear Combo	P tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.0005	DWalS21	2.1883	-0.2361	1.4174	8.1474	13.9794
Bottom	Leg 1	0.0005	DWalS17	9.1937	3.0569	4.6992	8.1474	13.9794

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.2, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P tonf	M_u tonf-m	Stress Comp $tonf/m^2$	Stress Limit $tonf/m^2$	C Depth m	C Limit m
Top–Left	Leg 1	Not Required	DWalS17	15.3019	-0.5705	125.11	499.66		
Top–Right	Leg 1	Not Required	DWalS17	15.3019	-0.5705	63.8	499.66		
Bottom–Left	Leg 1	Not Required	DWalS17	9.1937	3.0569	-83.03	499.66		
Bottom–Right	Leg 1	Not Required	DWalS17	9.1937	3.0569	196.53	499.66		

Fuente: ETABS

9.7 ETAPA 7 – Cálculo de la resistencia efectiva de la estructura

La resistencia efectiva de la estructura Bloque C se calcula reduciendo la resistencia existente con base en las evaluaciones por calidad del diseño y la construcción y estado de mantenimiento de acuerdo con la siguiente expresión:

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

N_{ef} : Resistencia efectiva
ϕ_e : Calificación por estado y mantenimiento
ϕ_c : Calificación por calidad del diseño original
N_{ex} : Resistencia existente

9.7.1 Estructura Bloque A

$$N_{ef} = 1.00 \cdot 1.00 \cdot N_{ex}$$
$$N_{ef} = 1.00 \cdot N_{ex}$$

La resistencia efectiva de la estructura de la Bloque A se calcula como el 100% de la resistencia existente.

9.7.2 Estructura Bloque B

$$N_{ef} = 1.00 \cdot 1.00 \cdot N_{ex}$$
$$N_{ef} = 1.00 \cdot N_{ex}$$

La resistencia efectiva de la estructura de la Bloque B se calcula como el 100% de la resistencia existente.

9.7.3 Estructura Bloque C

$$N_{ef} = 1.00 \cdot 1.00 \cdot N_{ex}$$
$$N_{ef} = 1.00 \cdot N_{ex}$$

La resistencia efectiva de la estructura de la Bloque C se calcula como el 100% de la resistencia existente.

9.7.4 Estructura Bloque D

$$N_{ef} = 1.00 \cdot 1.00 \cdot N_{ex}$$
$$N_{ef} = 1.00 \cdot N_{ex}$$

La resistencia efectiva de la estructura de la Bloque D se calcula como el 100% de la resistencia existente.

Estructura Bloque E

$$N_{ef} = 1.00 \cdot 1.00 \cdot N_{ex}$$
$$N_{ef} = 1.00 \cdot N_{ex}$$

La resistencia efectiva de la estructura de la Bloque E se calcula como el 100% de la resistencia existente.

9.8 ETAPA 8 – CÁLCULO DE ÍNDICES DE SOBRE ESFUERZO Y VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

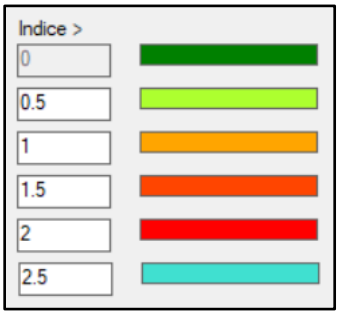
9.8.1 Índices de sobre esfuerzo estructural Bloque A.

Nota: El refuerzo para el análisis de la flexión de la viga fue extraído de los despieces de los planos existente.

9.8.1.1 Viga Carguera .60x.60 - .80x.60

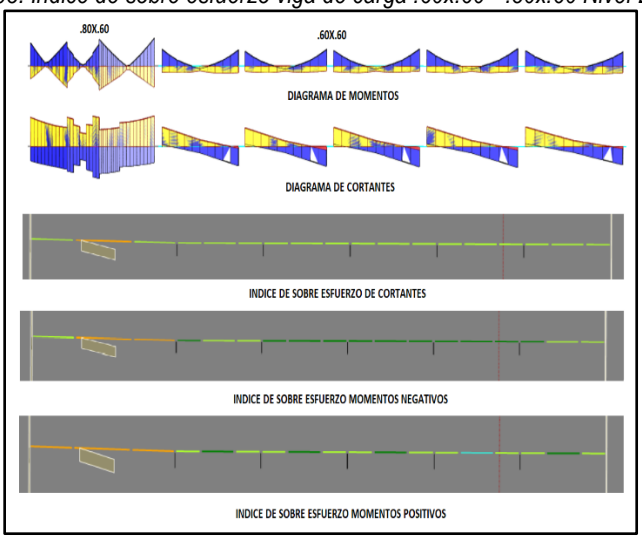
Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD. Ver anexo 2- Índices de sobre resistencia (DCCAD 3)

Figura 9–102. Índices de sobre esfuerzo.



Fuente: DC-CAD

Figura 9–103. Índice de sobre esfuerzo viga de carga .60x.60 - .80x.60 Nivel 2 Bloque A.



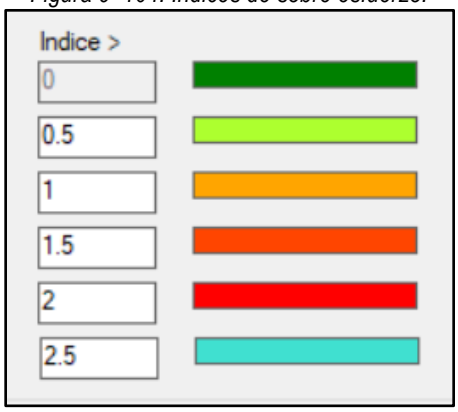
Fuente: DC-CAD

INDICES DE SOBRE ESFUERZO	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	CORTANTE
	1.10	1.24	1.06

9.8.1.2 Viga de sismo .40x.60

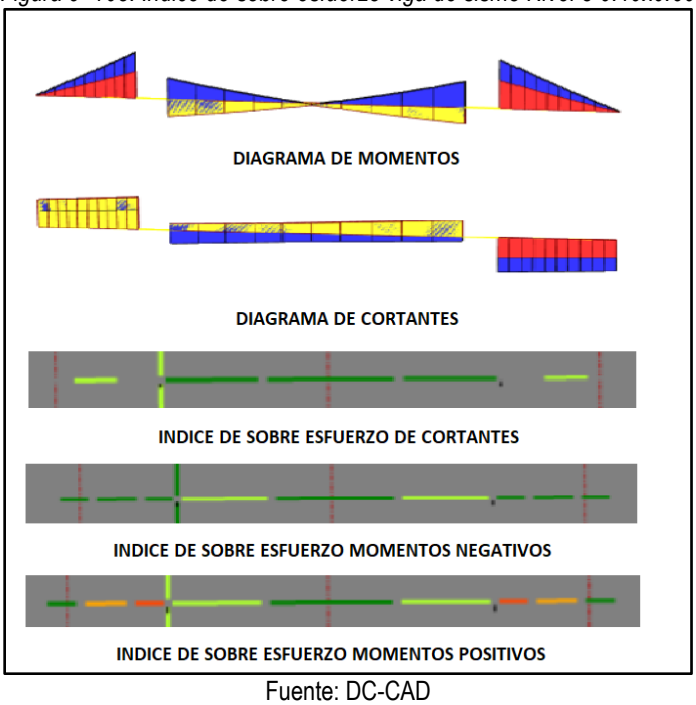
Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD. Ver anexo 2- Índices de sobre resistencia (DCCAD 3)

Figura 9–104. Índices de sobre esfuerzo.



Fuente: DC-CAD

Figura 9–105. Índice de sobre esfuerzo viga de sismo Nivel 3 0.40x0.60



Fuente: DC-CAD

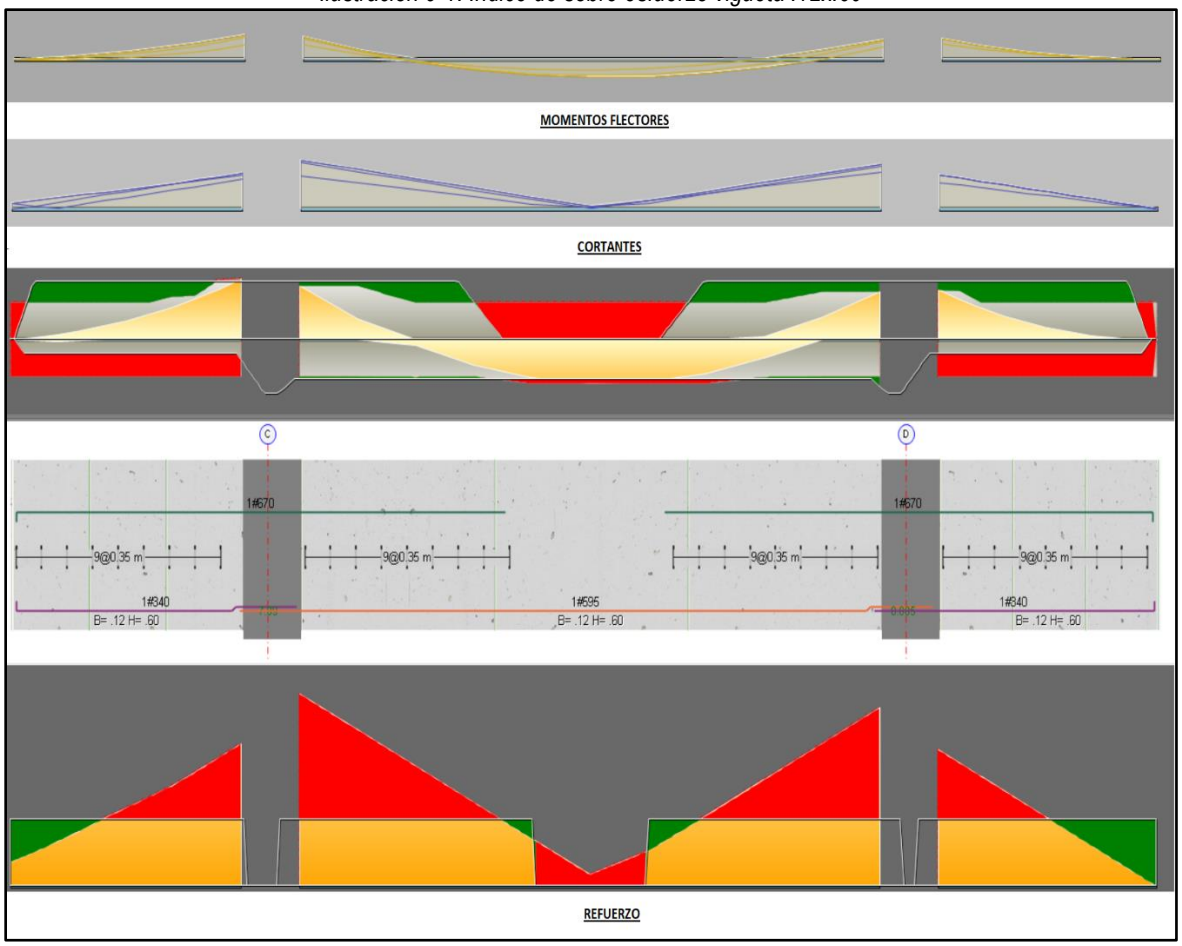
INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	CORTANTE
	0.81	1.77	0.56

9.8.1.3 Vigueta .12x.60

Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD.

NOTA: Las viguetas no hacen parte del diseño sismo resistente de la edificación.

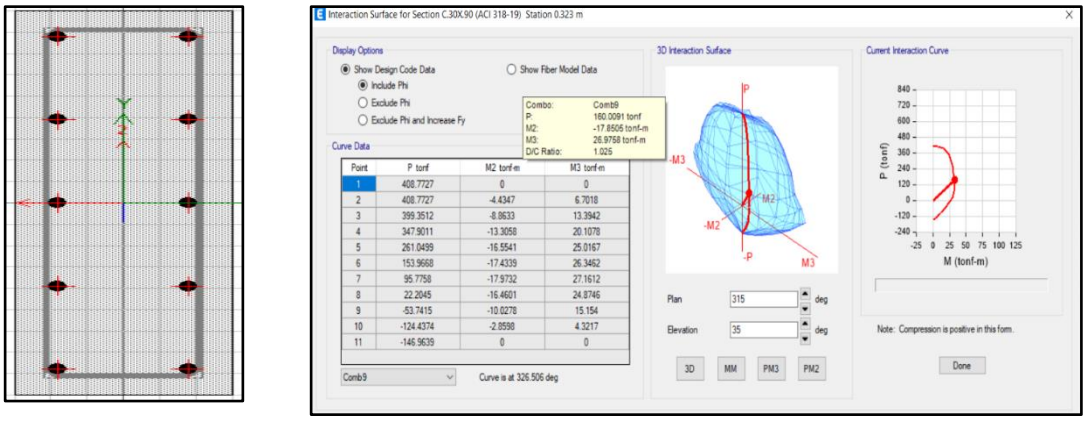
Ilustración 9-1. Índice de sobre esfuerzo vigueta .12x.60



Fuente: DC-CAD

9.8.1.4 Columnas

Figura 9–106. Índice de sobre esfuerzo columna más crítica.



Fuente: ETABS

Figura 9–107. Índice de sobre esfuerzo de cortante en columna de .30x.90.

CALIFICACIONES DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y ESTADO DE MANTENIMIENTO

$\phi_c := 1$	Calificación por diseño
$\phi_e := 1$	Calificación por mantenimiento

SOLICITACIONES

$P_u := 0\ tonnef$	Carga axial última
$M_u := 0\ tonnef \cdot m$	Momento flector último
$V_u := 50.81\ tonnef$	Cortante último

DATOS DE SALIDA

$d = 0.82\ m$	Altura efectiva de la viga
$\rho_{colocado} = 0.0157$	Cuantía longitudinal colocada
$a = 0.24\ m$	Parámetro a
$\phi M_n = 104.62\ tonnef \cdot m$	Momento nominal resistente
$\phi V_c = 16.61\ tonnef$	Resistencia al cortante del concreto |
$\phi V_s = 38.44\ tonnef$	Resistencia al cortante del acero
$\phi V_n = 55.05\ tonnef$	Resistencia al cortante de la sección
$N_{ef_flexión} = 104.62\ tonnef \cdot m$	Resistencia efectiva a la flexión
$N_{ef_cortante} = 55.05\ tonnef$	Resistencia efectiva al corte

$$IS_{cortante} := \frac{V_u}{N_{ef_cortante}} = 0.92$$

Fuente: Mathcad

INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	FLEXO COMPRESION	CORTANTE
	1.22	0.92

9.8.1.5 Pantallas estructurales.

Figura 9–108. Índice de sobre esfuerzo en pantalla estructural e=.20m

Flexural Design for P, M_3 and M_2

Station	D/C	Flexural	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m
Top	1.751	Comb12	218.7911	-793.5511	130.62
Bottom	8.361	Comb13	221.3759	-531.1365	972.4963

Design Inadequacy Message: Pier fails in flexure or P-M-M interaction !!

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m^2/m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.00038	Comb9	2.3298	3.3828	7.3466	4.3467	7.3466
Top	Leg 2	OS	Comb9	34.0665	12.7831	133.2763	25.5401	133.2763
Top	Leg 3	0.00104	Comb8	35.4225	178.0418	102.0312	45.1136	102.0312
Top	Leg 4	OS	Comb13	-19.3173	24.9123	103.5388	25.1965	103.5388
Top	Leg 5	0.00038	Comb9	-7.7865	1.0604	6.8771	6.0338	9.0099
Bottom	Leg 1	0.00097	Comb9	-90.8297	2.4179	7.6831	0	7.6831
Bottom	Leg 2	OS	Comb13	-46.231	177.7558	130.4719	21.1595	130.4719
Bottom	Leg 3	0.00116	Comb12	-105.131	274.7462	97.1164	33.8554	97.1164

Shear Design (continued)

Station Location	ID	Rebar m^2/m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Bottom	Leg 4	OS	Comb13	-52.5851	157.3116	102.0186	20.2064	102.0186
Bottom	Leg 5	0.00092	Comb9	-83.4857	1.5988	7.2678	0	7.2678

Number of legs where shear force exceeds max allowed (top, bottom) = 2, 2

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp $tonf/m^2$	Stress Limit $tonf/m^2$	C Depth m	C Limit m
Top–Left	Leg 1	Not Calculated	Comb8	74.7802	3.3393	464.91	550.65	0.1972	0.02877
Top–Right	Leg 1	Not Calculated	Comb8	74.7802	3.3393	1351.7	550.65	0.1972	0.02877
Top–Left	Leg 2	Not Calculated	Comb8	257.1181	5.0454	753.61	550.65	0.57628	0.33276
Top–Right	Leg 2	Not Calculated	Comb8	257.1181	5.0454	840.93	550.65	0.57628	0.33276
Top–Left	Leg 3	Not Required	Comb9	316.6659	122.5753	215.94	550.65		
Top–Right	Leg 3	Not Calculated	Comb9	316.6659	122.5753	895.84	550.65	0.87073	0.20807
Top–Left	Leg 4	Not Required	Comb8	206.456	27.2668	404.22	550.65		
Top–Right	Leg 4	Not Calculated	Comb8	206.456	27.2668	876.12	550.65	0.52189	0.28033
Top–Left	Leg 5	Not Calculated	Comb9	64.2127	1.0604	637.09	550.65	0.15125	0.02888
Top–Right	Leg 5	Not Calculated	Comb9	64.2127	1.0604	916.37	550.65	0.15125	0.02888
Bottom–Left	Leg 1	Not Calculated	Comb9	152.9096	2.4179	1536.24	550.65	0.35921	0.02877
Botttom–Right	Leg 1	Not Calculated	Comb9	152.9096	2.4179	2178.34	550.65	0.35921	0.02877
Bottom–Left	Leg 2	Not Required	Comb8	315.1929	87.119	223.47	550.65		
Botttom–Right	Leg 2	Not Calculated	Comb8	315.1929	87.119	1731.21	550.65	0.91267	0.33276
Bottom–Left	Leg 3	Not Calculated	Comb9	542.0101	138.6668	566.89	550.65	1.38774	0.20807
Botttom–Right	Leg 3	Not Calculated	Comb9	542.0101	138.6668	1336.04	550.65	1.38774	0.20807
Bottom–Left	Leg 4	Not Required	Comb8	270.0932	77.99	162.63	550.65		
Botttom–Right	Leg 4	Not Calculated	Comb8	270.0932	77.99	1512.37	550.65	0.79058	0.28033
Bottom–Left	Leg 5	Not Calculated	Comb9	136.536	1.5988	1441.02	550.65	0.31508	0.02888
Botttom–Right	Leg 5	Not Calculated	Comb9	136.536	1.5988	1862.11	550.65	0.31508	0.02888

Fuente: ETABS

Figura 9–109. Índice de sobre esfuerzo por cortante en pantalla estructural e=.20m

$A_v := 2 \cdot 0.71\ cm^2$
$f_y := 240\ MPa$
$L_w := 9.19\ m$
$s := 0.20\ m$
$\phi V_c := 45.11\ tonnef$

$d := 0.80 \cdot L_w$

$\phi V_s := \frac{0.75\ A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = 95.811\ tonnef$

$\phi V_n := \phi V_c + \phi V_s = 140.921\ tonnef$

$V_u := 102.03\ tonnef$

$V_u - \phi V_n = -38.891\ tonnef$

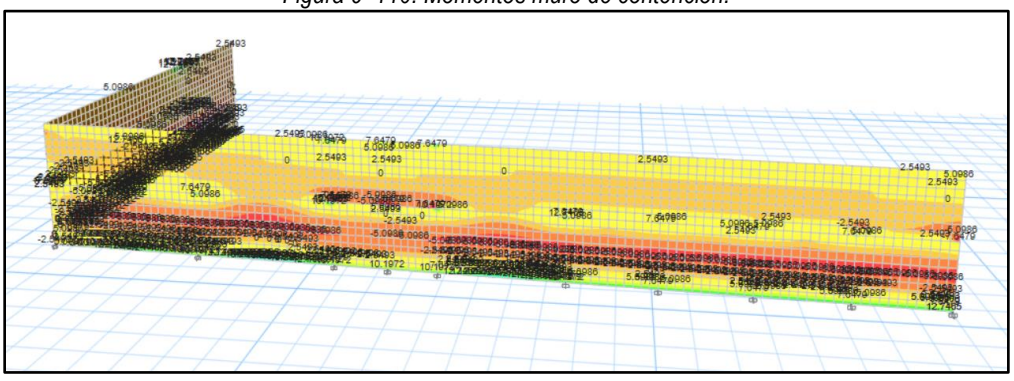
$IS_v := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.724$

Fuente: Mathcad

INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	FLEXO COMPRESION	CORTANTE
	11.87	3.17

9.8.1.6 Muro de contención e=0.25m.

Figura 9–110. Momentos muro de contención.



Fuente: ETABS

Figura 9–111. Índice de sobre esfuerzo por cortante en muro contención e=.25m

$$M_{Neg_Act} := 7.5\ tonnef \cdot m \qquad M_{Pos_Res} := 5.098\ tonnef \cdot m$$

$$M_{Neg_Res} := 8.5\ tonnef \cdot m \qquad M_{Pos_Act} := 3\ tonnef \cdot m$$

$$IS_{M_Neg} := \frac{M_{Neg_Act}}{M_{Neg_Res}} = 0.882 \qquad IS_{M_Pos} := \frac{M_{Pos_Act}}{M_{Pos_Res}} = 0.588$$

Fuente: Mathcad

INDICES DE SOBRE ESFUERZO	MOMENTO NEGATIVO	MOMENTO POSITIVO
	0.88	0.51

9.8.1.7 Índice global y vulnerabilidad estructural Bloque A.

Se calcula el índice global con el índice de sobre esfuerzo más crítico de los elementos estructurales que conforman la construcción principal.

Figura 9–112. Índice de sobre esfuerzo.

$$IS_{global} := 8.36$$

$$V_{est} := \frac{1}{IS_{global}} \cdot 100 = 11.962$$

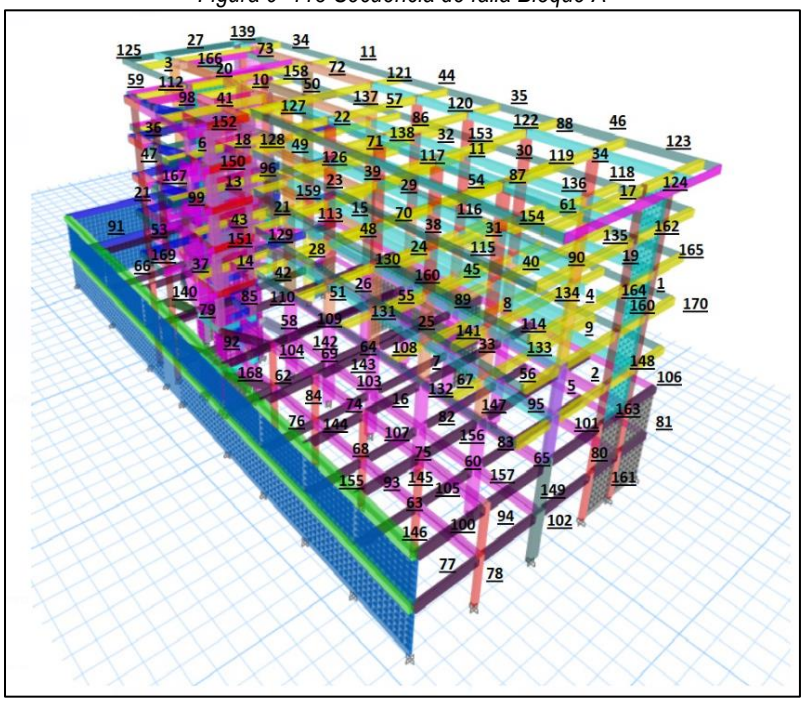
Fuente: Mathcad

La vulnerabilidad estructural de la estructura del bloque A es de 11.96%, es decir, tiene un incumplimiento normativo del 88.04% para dar cumplimiento al 100% de resistencia.

NOTA: El índice calculado anteriormente hace referencia al elemento estructural más cargado, por ende, se aclara que no es un índice global y que el resultado puede mejorar mediante el tratamiento locativo al elemento.

9.8.1.8 Secuencia de falla por esfuerzos

Figura 9–113 Secuencia de falla Bloque A



Fuente: ETABS

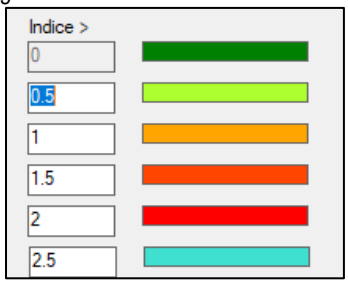
9.8.2 Índices de sobre esfuerzo estructura Bloque B

Nota: El refuerzo para el análisis de la flexión de la viga fue extraído de los despieces de los planos existente.

9.8.2.1 Viga Carguera .60x.60

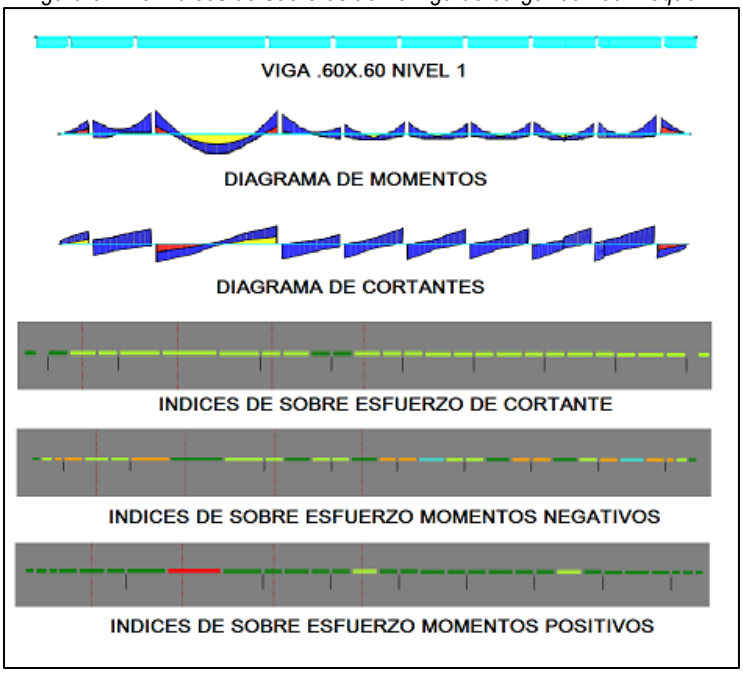
Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD. Ver anexo 2- Índices de sobre resistencia (DCCAD 3)

Figura 9–114 Índices de sobre esfuerzo



Fuente: DC-CAD

Figura 9–115 Índices de sobre esfuerzo viga de carga .60x.60 Bloque B



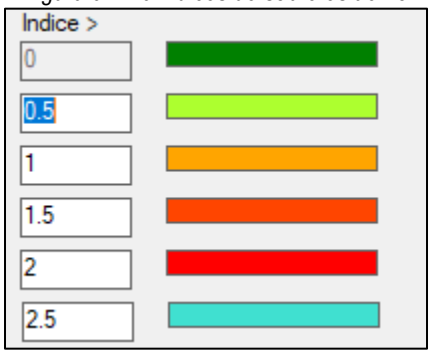
Fuente: DC-CAD

INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	CORTANTE
	2.36	1.32	0.77

9.8.2.2 *Viga de sismo .60x.60*

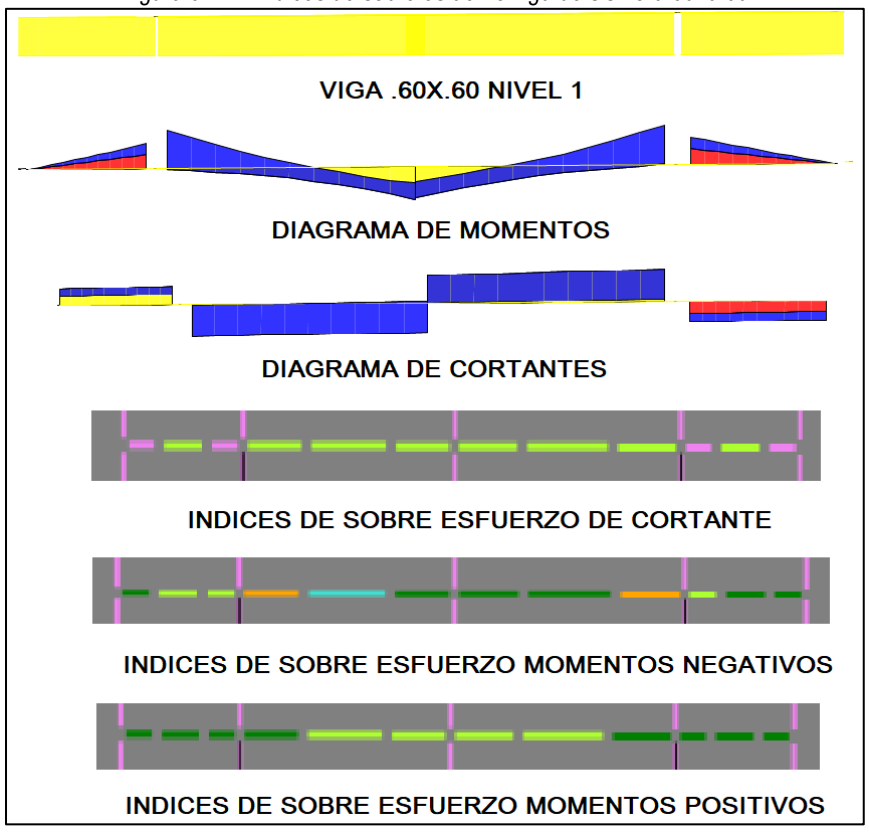
Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD. Ver anexo 2- Índices de sobre resistencia (DCCAD 3)

Figura 9–116 Índices de sobre esfuerzo



Fuente: DC-CAD

Figura 9–117 Índices de sobre esfuerzo viga de sismo 0.60x0.60



Fuente: DC-CAD

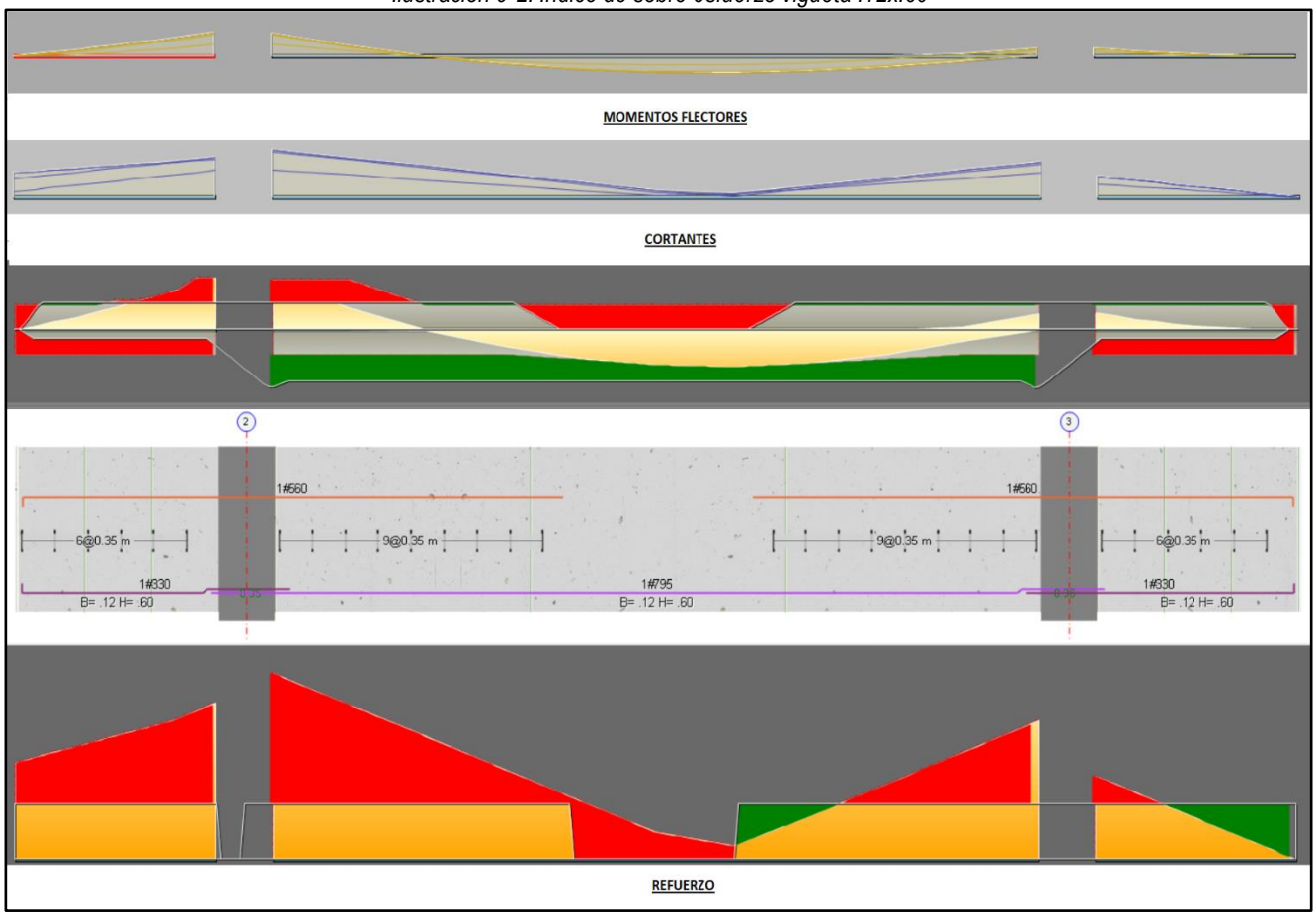
INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	MOMENTO POSITIVO 0.98	MOMENTO NEGATIVO 1.14	CORTANTE 0.87

9.8.2.3 Vigueta

Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD.

NOTA: Las viguetas no hacen parte del diseño sismo resistente de la edificación.

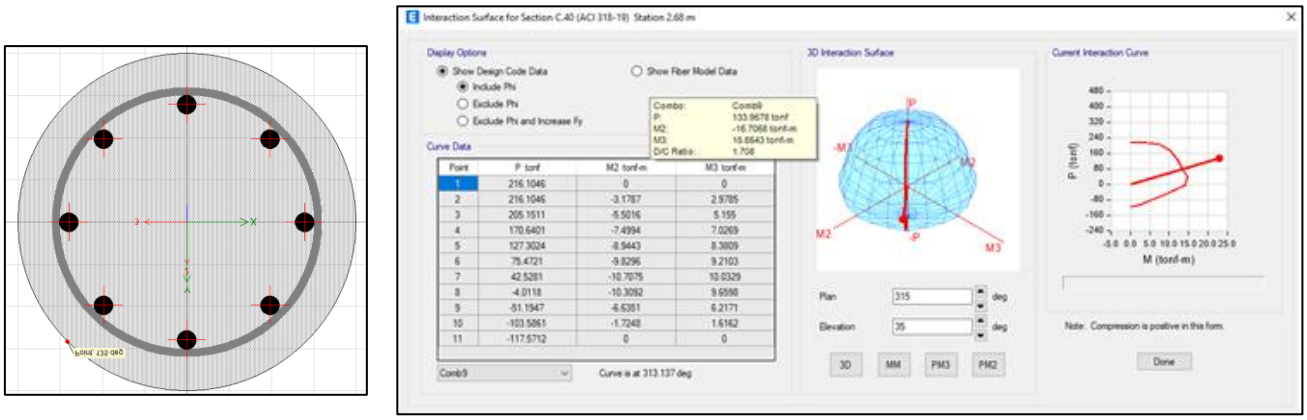
Ilustración 9-2. Índice de sobre esfuerzo vigueta .12x.60



Fuente: DC-CAD

9.8.2.4 Columnas

Figura 9–118 Índice de sobre esfuerzo columna más critica



Fuente: ETABS

Figura 9–119 Índice de sobre esfuerzo de cortante en columna de .30x.80

CALIFICACIONES DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y ESTADO DE MANTENIMIENTO

$\phi_c := 1$	Calificación por diseño
$\phi_e := 1$	Calificación por mantenimiento

SOLICITACIONES

$P_u := 0\ tonnef$	Carga axial última
$M_u := 0\ tonnef \cdot m$	Momento flector último
$V_u := 30.98\ tonnef$	Cortante último

DATOS DE SALIDA

$d = 0.32\ m$	Altura efectiva de la viga
$\rho_{colocado} = 0.0242$	Cuantía longitudinal colocada
$a = 0.14\ m$	Parámetro a
$\phi M_n = 29.66\ tonnef \cdot m$	Momento nominal resistente
$\phi V_c = 8.63\ tonnef$	Resistencia al cortante del concreto
$\phi V_s = 14.27\ tonnef$	Resistencia al cortante del acero
$\phi V_n = 22.9\ tonnef$	Resistencia al cortante de la sección
$N_{ef_flexión} = 29.66\ tonnef \cdot m$	Resistencia efectiva a la flexión
$N_{ef_cortante} = 22.9\ tonnef$	Resistencia efectiva al corte

$$IS_{cortante} := \frac{V_u}{N_{ef_cortante}} = 1.35$$

Fuente: Mathcad

INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	FLEXO COMPRESION	CORTANTE
	1.70	1.35

9.8.2.5 Pantallas estructurales

Figura 9–120 Índice de sobre esfuerzo en pantalla estructural e= .20m

Flexural Design for P, M_2, and M_3

Station	D/C	Flexural	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m
Top	0.286	Comb12	0.6301	0.5939	-0.2899
Bottom	0.149	Comb8	1.1712	-0.1075	1.5954

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m^2/m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.0005	Comb2	6.8301	-0.4537	1.1929	14.4677	20.2997
Bottom	Leg 1	0.0005	Comb8	1.1712	1.5954	2.4026	8.1474	13.9794

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.2, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp $tonf/m^2$	Stress Limit $tonf/m^2$	C Depth m	C Limit m
Top–Left	Leg 1	Not Required	Comb8	8.6026	-0.3191	67.7	499.66		
Top–Right	Leg 1	Not Required	Comb8	8.6026	-0.3191	38.51	499.66		
Bottom–Left	Leg 1	Not Required	Comb8	4.7431	1.5954	-43.67	499.66		
Bottom–Right	Leg 1	Not Required	Comb8	4.7431	1.5954	102.23	499.66		

Fuente: ETABS

Figura 9–121 índice de sobre esfuerzo por cortante en pantalla estructural e=.20m

$A_v := 2 \cdot 0.71\ cm^2$
$f_y := 240\ MPa$
$L_w := 0.81\ m$
$s := 0.20\ m$
$\phi V_c := 14.46\ tonnef$

$d := 0.80 \cdot L_w$

$$\phi V_s := \frac{0.75\ A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = 8.445\ tonnef$$

$\phi V_n := \phi V_c + \phi V_s = 22.905\ tonnef$

$V_u := 2.40\ tonnef$

$V_u - \phi V_n = -20.505\ tonnef$

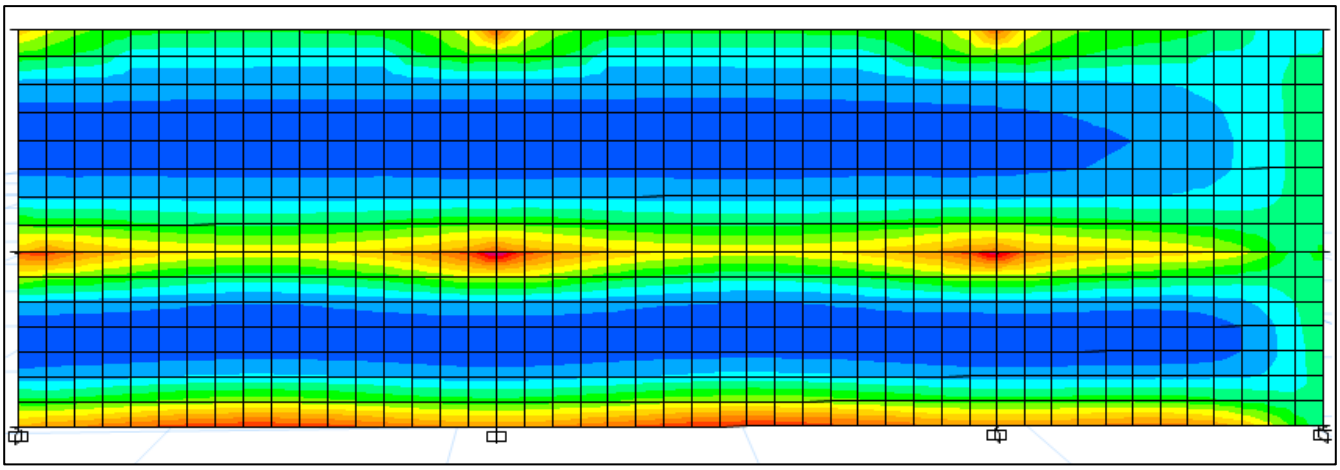
$$IS_v := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.105$$

Fuente: Mathcad

INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	FLEXO COMPRESION	CORTANTE
	0.285	0.105

9.8.2.6 Muro de contención e=0.25m

Ilustración 9-3 Momentos muro de contención



Fuente: ETABS

$$M_{Neg_Act} := 3\ tonnef \cdot m \qquad M_{Pos_Act} := 3\ tonnef \cdot m$$

$$M_{Neg_Res} := 8.5\ tonnef \cdot m \qquad M_{Pos_Res} := 6\ tonnef \cdot m$$

$$IS_{M_Neg} := \frac{M_{Neg_Act}}{M_{Neg_Res}} = 0.353 \qquad IS_{M_Pos} := \frac{M_{Pos_Act}}{M_{Pos_Res}} = 0.5$$

Fuente: Mathcad

INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	MOMENTO NEGATIVO	MOMENTO POSITIVO
	0.353	0.50

9.8.2.7 Índice global y vulnerabilidad estructural Bloque B

Se calcula el índice global con el índice de sobre esfuerzo más crítico de los elementos estructurales que conforman la construcción principal.

Figura 9–122 Índice de sobre esfuerzo

$$IS_{global} := 2.36$$

$$V_{est} := \frac{1}{IS_{global}} \cdot 100 = 42.373$$

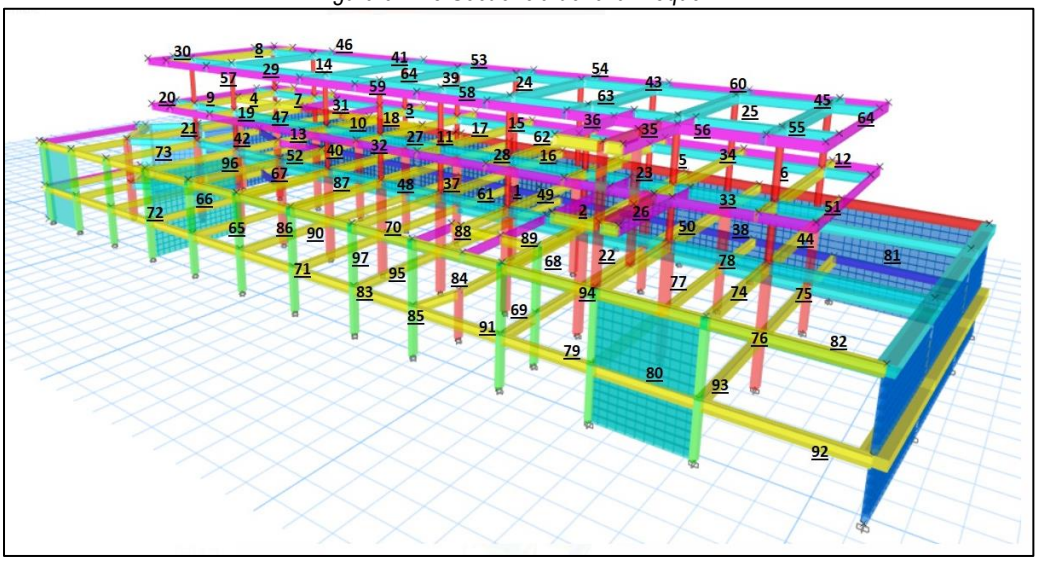
Fuente: Mathcad

La vulnerabilidad estructural de la estructura del bloque B es de 42.3%, es decir, tiene un incumplimiento normativo del 57.7% para dar cumplimiento al 100% de resistencia.

NOTA: El índice calculado anteriormente hace referencia al elemento estructural más cargado, por ende, se aclara que no es un índice global y que el resultado puede mejorar mediante el tratamiento locativo al elemento.

9.8.2.8 Secuencia de falla por esfuerzos

Figura 9–123 Secuencia de falla Bloque B



Fuente: ETABS

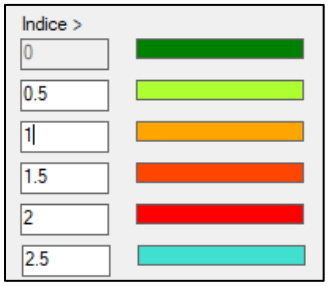
9.8.3 Índices de sobre esfuerzo estructura Bloque C

Nota: El refuerzo para el análisis de la flexión de la viga fue extraído de los despieces de los planos existente.

9.8.3.1 Viga Carguera .60x.60

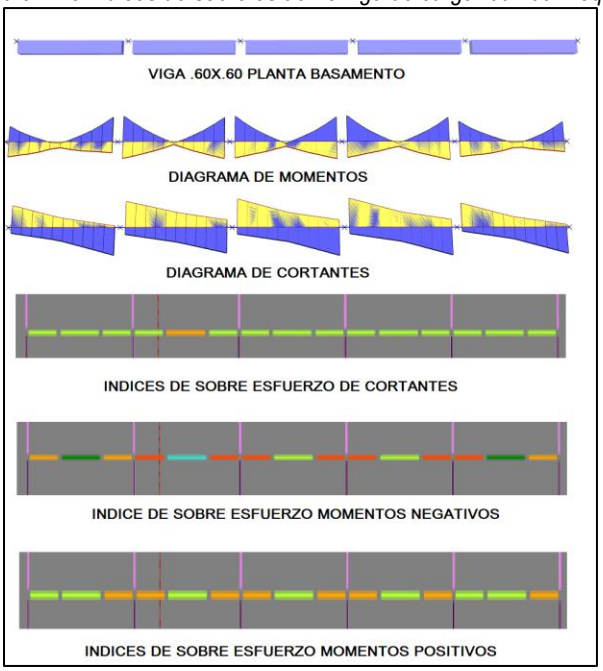
Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD. Ver anexo 2- Índices de sobre resistencia (DCCAD 3)

Figura 9–124 Índices de sobre esfuerzo



Fuente: DC-CAD

Figura 9–125 Índices de sobre esfuerzo viga de carga .60x.60 Bloque C



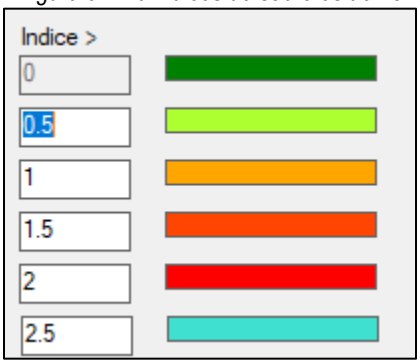
Fuente: DC-CAD

INDICES DE SOBRE ESFUERZO	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	CORTANTE
	0.70	1.00	0.74

9.8.3.2 *Viga de sismo .40x.60*

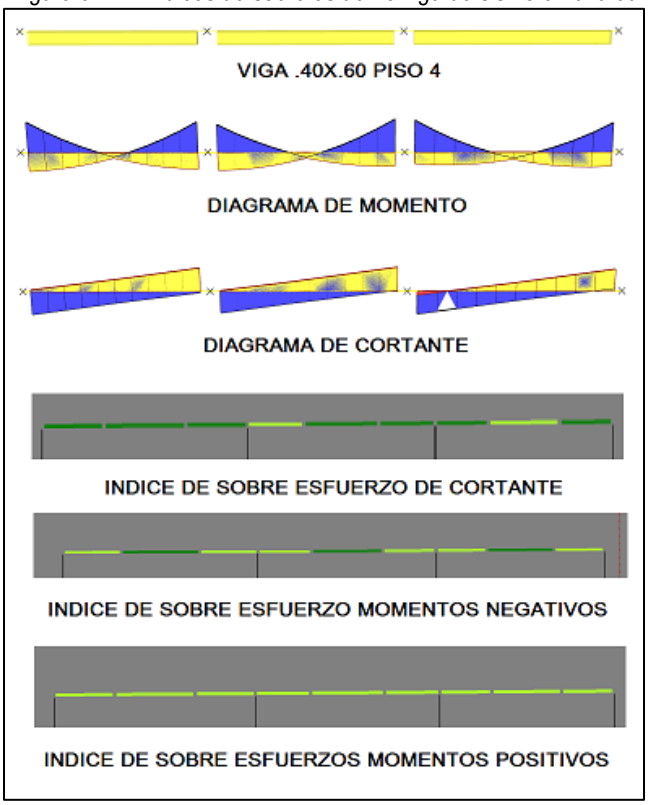
Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD. Ver anexo 2- Índices de sobre resistencia (DCCAD 3)

Figura 9–126 Índices de sobre esfuerzo



Fuente: DC-CAD

Figura 9–127 Índices de sobre esfuerzo viga de sismo 0.40x0.60



Fuente: DC-CAD

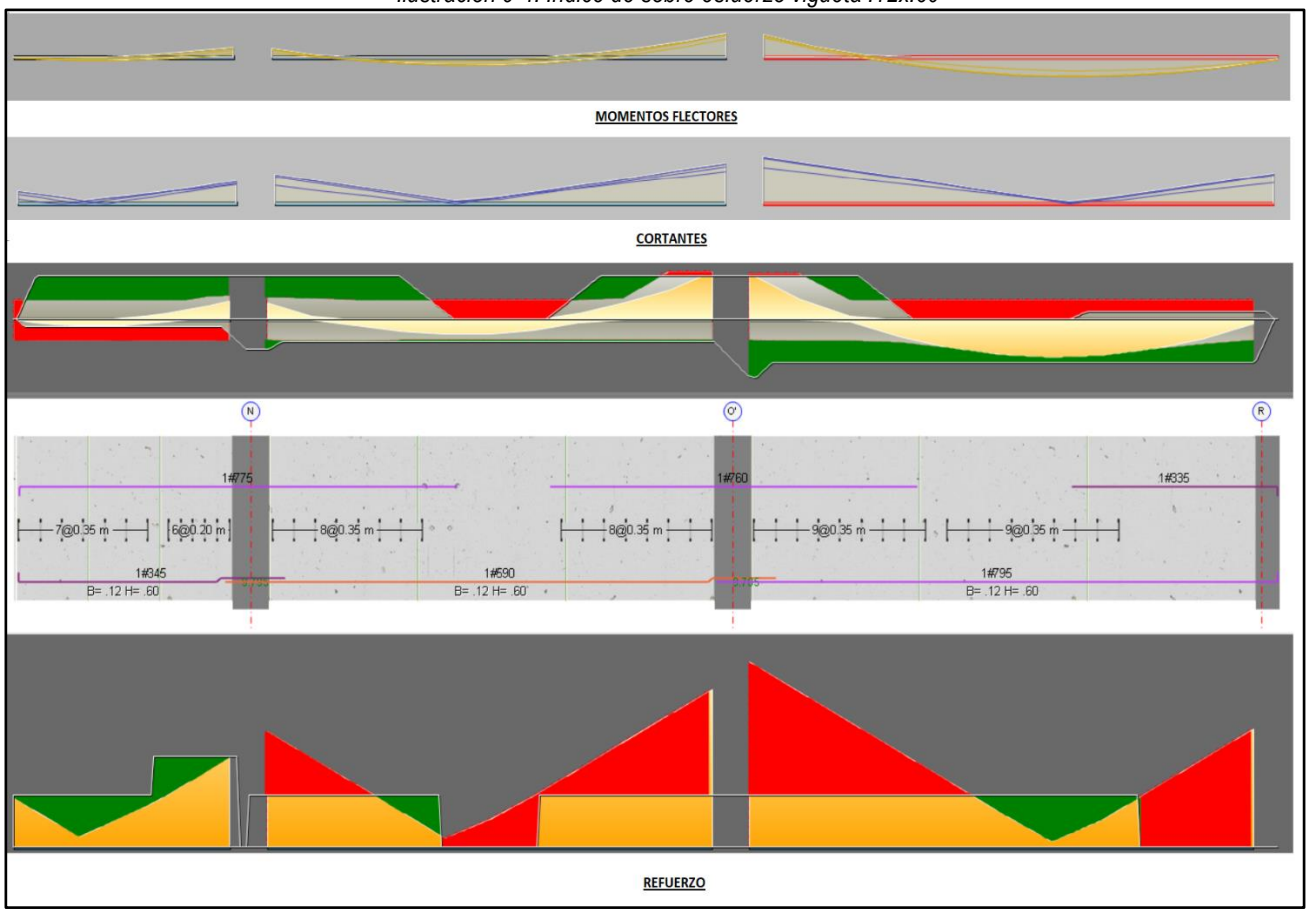
INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	CORTANTE
	0.83	0.91	0.50

9.8.3.3 Vigueta .12x.60

Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD.

NOTA: Las viguetas no hacen parte del diseño sismo resistente de la edificación.

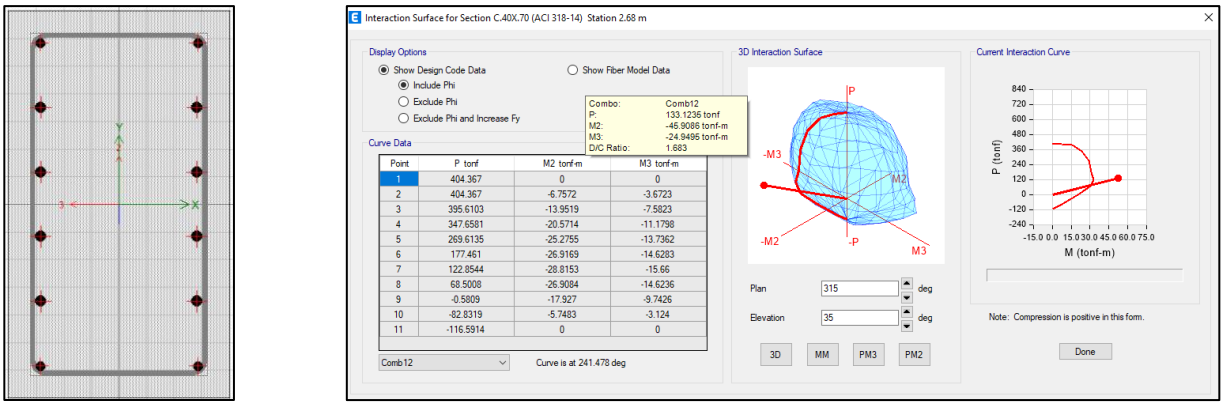
Ilustración 9-4. Índice de sobre esfuerzo vigueta .12x.60



Fuente: DC-CAD

9.8.3.4 Columnas

Figura 9–128 Índice de sobre esfuerzo columna más critica



Fuente: ETABS

Figura 9–129 Índice de sobre esfuerzo de cortante en columna de .30x.80

CALIFICACIONES DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y ESTADO DE MANTENIMIENTO

$\phi_c := 1$ Calificación por diseño
$\phi_e := 1$ Calificación por mantenimiento

SOLICITACIONES

$P_u := 0\ tonnef$ Carga axial última
$M_u := 0\ tonnef \cdot m$ Momento flector último
$V_u := 22.69\ tonnef$ Cortante último

DATOS DE SALIDA

$d = 0.62\ m$ Altura efectiva de la viga
$\rho_{colocado} = 0.0124$ Cuantía longitudinal colocada
$a = 0.14\ m$ Parámetro a
$\phi M_n = 65.13\ tonnef \cdot m$ Momento nominal resistente
$\phi V_c = 16.78\ tonnef$ Resistencia al cortante del concreto
$\phi V_s = 38.84\ tonnef$ Resistencia al cortante del acero
$\phi V_n = 55.62\ tonnef$ Resistencia al cortante de la sección
$N_{ef_flexión} = 65.13\ tonnef \cdot m$ Resistencia efectiva a la flexión

$N_{ef_cortante} = 55.62\ tonnef$ Resistencia efectiva al corte

$$IS_{cortante} := \frac{V_u}{N_{ef_cortante}} = 0.41$$

Fuente: Mathcad

INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	FLEXO COMPRESION	CORTANTE
	1.68	0.41

9.8.3.5 Pantallas estructurales

Figura 9–130 Índice de sobre esfuerzo en pantalla estructural e= .20m

Flexural Design for P, M_2 and M_3

Station	D/C	Flexural	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m
Top	0.27	Comb8	373.3248	-1.1457	-335.2166
Bottom	0.755	Comb12	140.7309	-0.2938	-608.163

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m^2/m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.00098	Comb12	137.8667	233.4842	196.4288	101.3141	196.4288
Bottom	Leg 1	0.00088	Comb12	140.7309	228.0717	186.5647	101.3141	186.5647

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.2, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp $tonf/m^2$	Stress Limit $tonf/m^2$	C Depth m	C Limit m
Top–Left	Leg 1	Not Required	Comb9	391.8261	91.8713	230.63	499.66		
Top–Right	Leg 1	Not Required	Comb9	391.8261	91.8713	352.88	499.66		
Bottom–Left	Leg 1	Not Required	Comb9	416.1451	57.3613	271.7	499.66		
Botttom–Right	Leg 1	Not Required	Comb9	416.1451	57.3613	348.03	499.66		

Fuente: ETABS

Figura 9–131 índice de sobre esfuerzo por cortante en pantalla estructural e=.20m

$$A_v := 2 \cdot 0.71\ cm^2$$
$$f_y := 240\ MPa$$
$$L_w := 6.715\ m$$
$$s := 0.20\ m$$
$$\phi V_c := 101.31\ tonnef$$

$$d := 0.80 \cdot L_w$$
$$\phi V_s := \frac{0.75\ A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = 70.008\ tonnef$$
$$\phi V_n := \phi V_c + \phi V_s = 171.318\ tonnef$$

$$V_u := 196.42\ tonnef$$

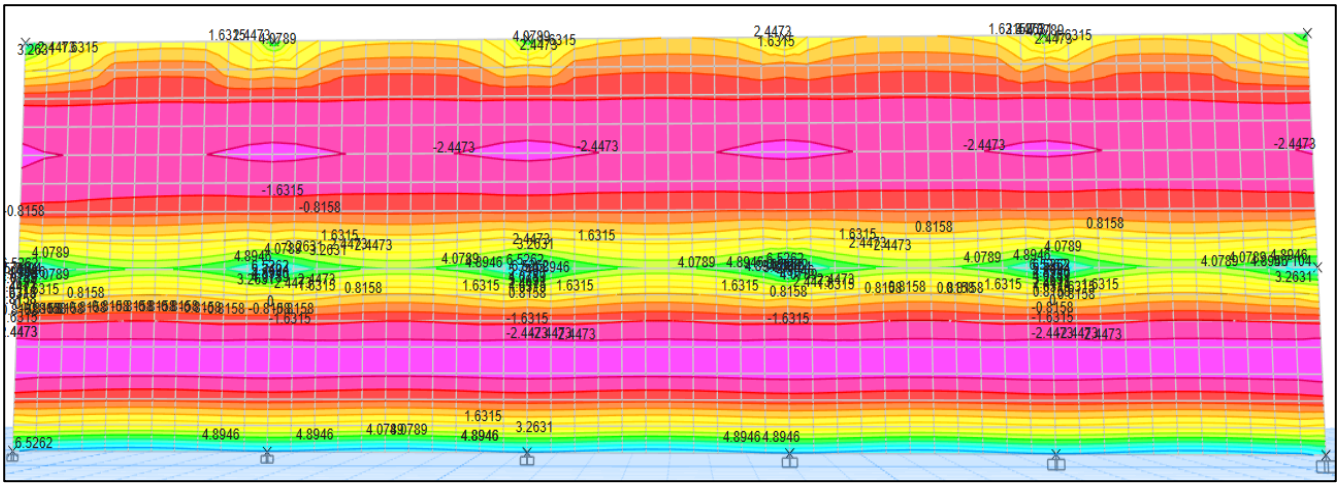
$$V_u - \phi V_n = 25.102\ tonnef$$
$$IS_v := \frac{V_u}{\phi V_n} = 1.147$$

Fuente: Mathcad

INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	FLEXO COMPRESION	CORTANTE
	0.755	1.15

9.8.3.6 Muro de contención e=0.25m

Ilustración 9-5 Momentos muro de contención



Fuente: ETABS

$$M_{Neg_Act} := 2\ tonnef \cdot m \qquad M_{Pos_Res} := 6\ tonnef \cdot m$$

$$M_{Neg_Res} := 8.5\ tonnef \cdot m \qquad M_{Pos_Act} := 3\ tonnef \cdot m$$

$$IS_{M_Neg} := \frac{M_{Neg_Act}}{M_{Neg_Res}} = 0.235 \qquad IS_{M_Pos} := \frac{M_{Pos_Act}}{M_{Pos_Res}} = 0.5$$

Fuente: Mathcad

INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	MOMENTO NEGATIVO	MOMENTO POSITIVO
	0.235	0.50

9.8.3.7 Índice global y vulnerabilidad estructural Bloque C

Se calcula el índice global con el índice de sobre esfuerzo más crítico de los elementos estructurales que conforman la construcción principal.

Figura 9–132 Índice de sobre esfuerzo

$$IS_{global} := 1.68$$

$$V_{est} := \frac{1}{IS_{global}} \cdot 100 = 59.524$$

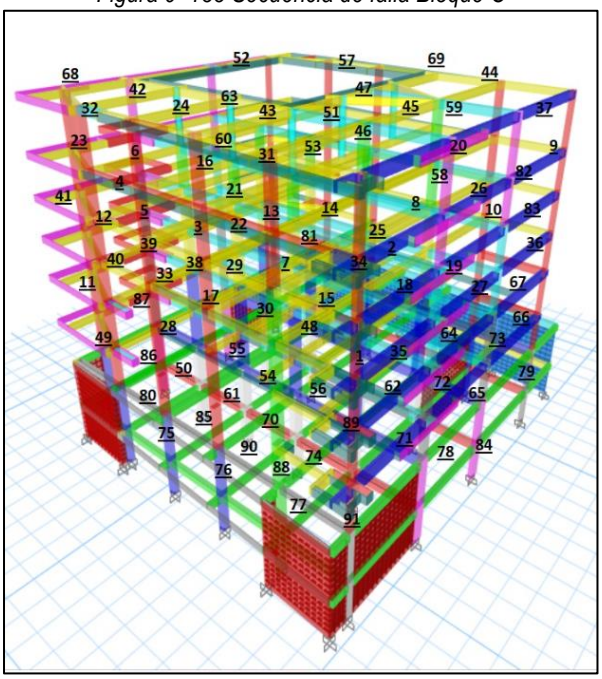
Fuente: MATHCAD

La vulnerabilidad estructural de la estructura del bloque C es de 59.5%, es decir, tiene un incumplimiento normativo del 40.5% para dar cumplimiento al 100% de resistencia.

NOTA: El índice calculado anteriormente hace referencia al elemento estructural más cargado, por ende, se aclara que no es un índice global y que el resultado puede mejorar mediante el tratamiento locativo al elemento.

9.8.3.8 Secuencia de falla por esfuerzos

Figura 9–133 Secuencia de falla Bloque C



Fuente: ETABS

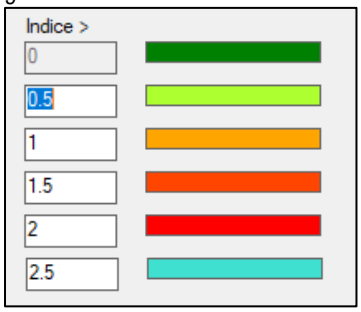
Índices de sobre esfuerzo estructura Bloque D

Nota: El refuerzo para el análisis de la flexión de la viga fue extraído de los despieces de los planos existente.

9.8.3.9 Viga Carguera .60x.60

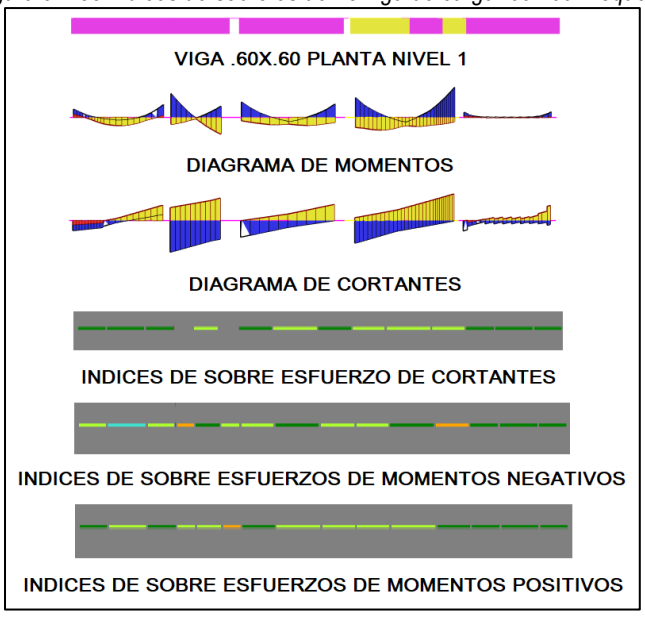
Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD. Ver anexo 2- Índices de sobre resistencia (DCCAD 3)

Figura 9–134 Índices de sobre esfuerzo



Fuente: DC-CAD

Figura 9–135 Índices de sobre esfuerzo viga de carga .60x.60 Bloque D



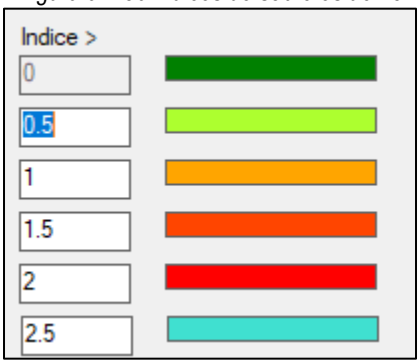
Fuente: DC-CAD

INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	CORTANTE
	1.22	1.43	0.97

9.8.3.10 Viga de sismo .50x.60

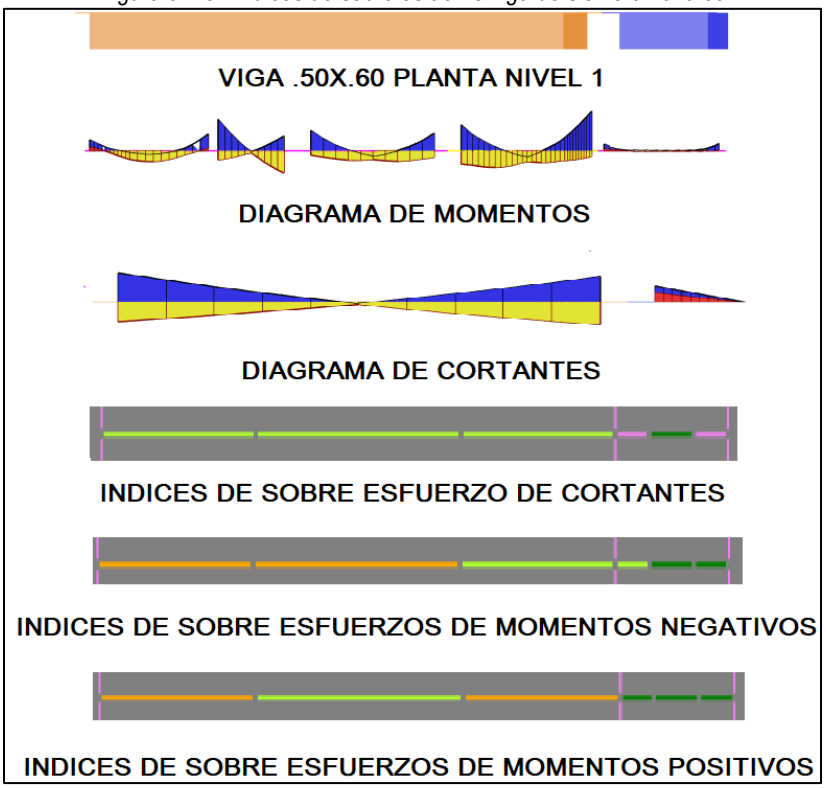
Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD. Ver anexo xx

Figura 9–136 Índices de sobre esfuerzo



Fuente: DC-CAD

Figura 9–137 Índices de sobre esfuerzo viga de sismo 0.40x0.60



Fuente: DC-CAD

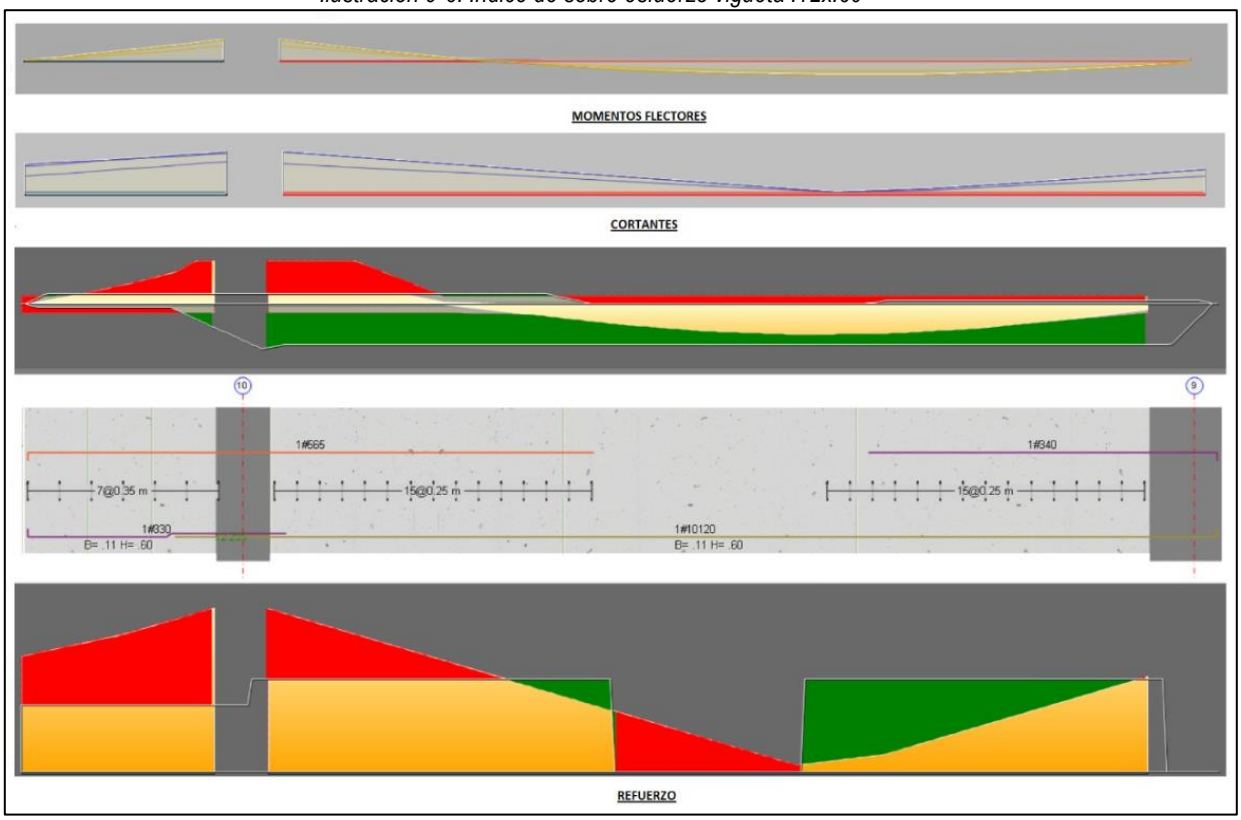
INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	CORTANTE
	1.40	1.15	0.78

9.8.3.11 Vigueta .12x.60

Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD.

NOTA: Las viguetas no hacen parte del diseño sismo resistente de la edificación.

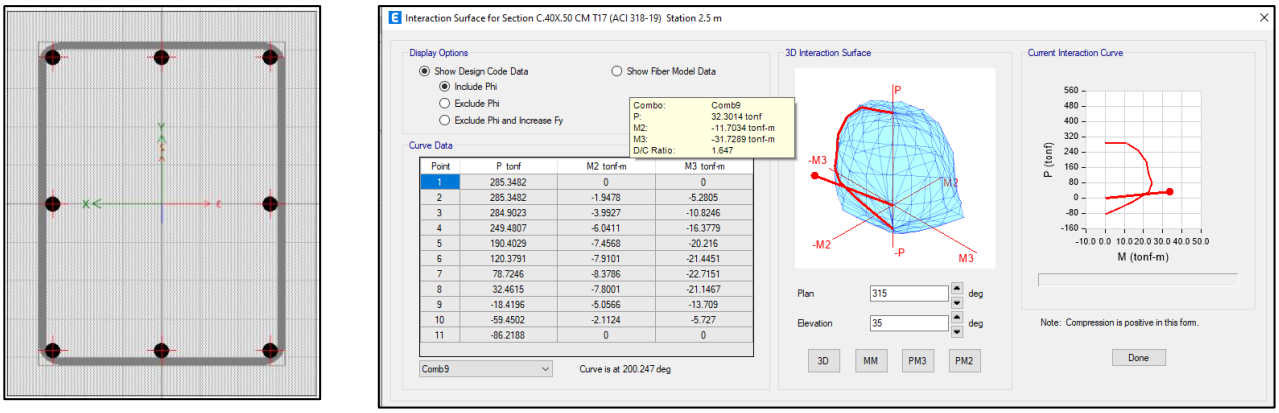
Ilustración 9-6. Índice de sobre esfuerzo vigueta .12x.60



Fuente: DC-CAD

9.8.3.12 Columnas

Figura 9–138 Índice de sobre esfuerzo columna más critica



Fuente: ETABS

Figura 9–139 Índice de sobre esfuerzo de cortante en columna de .40x.50

CALIFICACIONES DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y ESTADO DE MANTENIMIENTO

$\phi_c := 1$	Calificación por diseño
$\phi_e := 1$	Calificación por mantenimiento

SOLICITACIONES

$P_u := 0\ tonnef$	Carga axial última
$M_u := 0\ tonnef \cdot m$	Momento flector último
$V_u := 20.65\ tonnef$	Cortante último

DATOS DE SALIDA

$d = 0.42\ m$	Altura efectiva de la viga
$\rho_{colocado} = 0.0180$	Cuantía longitudinal colocada
$a = 0.14\ m$	Parámetro a
$\phi M_n = 30.8\ tonnef \cdot m$	Momento nominal resistente
$\phi V_c = 8.53\ tonnef$	Resistencia al cortante del concreto
$\phi V_s = 19.75\ tonnef$	Resistencia al cortante del acero
$\phi V_n = 28.28\ tonnef$	Resistencia al cortante de la sección
$N_{ef_flexión} = 30.8\ tonnef \cdot m$	Resistencia efectiva a la flexión
$N_{ef_cortante} = 28.28\ tonnef$	Resistencia efectiva al corte

$$IS_{cortante} := \frac{V_u}{N_{ef_cortante}} = 0.73$$

Fuente: Mathcad

INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	FLEXO COMPRESION	CORTANTE
	1.65	0.73

9.8.3.13 Pantallas estructurales

Figura 9–140 Índice de sobre esfuerzo en pantalla estructural e= .15m

Flexural Design for P, M_2 and M_3

Station	D/C	Flexural	P tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m
Top	2.72	Comb13	-289.5736	-0.1518	78.1533
Bottom	3.978	Comb13	-425.4367	-1.9151	111.6927

Design Inadequacy Message: Pier fails in flexure or P-M-M interaction !!

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m^2/m	Shear Combo	P tonf	M tonf-m	V tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.0011	Comb12	-86.7569	127.7962	156.5929	73.2717	156.5929
Bottom	Leg 1	0.0013	Comb12	-140.342	261.3821	163.4958	65.234	163.4958

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.2, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P tonf	M tonf-m	Stress Comp $tonf/m^2$	Stress Limit $tonf/m^2$	C Depth m	C Limit m
Top–Left	Leg 1	Not Calculated	Comb9	530.0451	85.4181	411.83	490	1.78435	1.16667
Top–Right	Leg 1	Not Calculated	Comb9	530.0451	85.4181	597.78	490	1.78435	1.16667
Bottom–Left	Leg 1	Not Calculated	Comb9	706.7357	119.5951	542.91	490	2.94116	1.16667
Bottom–Right	Leg 1	Not Calculated	Comb9	706.7357	119.5951	803.25	490	2.94116	1.16667

Fuente: ETABS

Figura 9–141 índice de sobre esfuerzo por cortante en pantalla estructural e=.20m

$A_v := 2 \cdot 0.71\ cm^2$
$f_y := 240\ MPa$
$L_w := 5.25\ m$
$s := 0.20\ m$
$\phi V_c := 73.27\ tonnef$

$d := 0.80 \cdot L_w$

$$\phi V_s := \frac{0.75\ A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = 54.734\ tonnef$$

$\phi V_n := \phi V_c + \phi V_s = 128.004\ tonnef$

$V_u := 163.49\ tonnef$

$V_u - \phi V_n = 35.486\ tonnef$

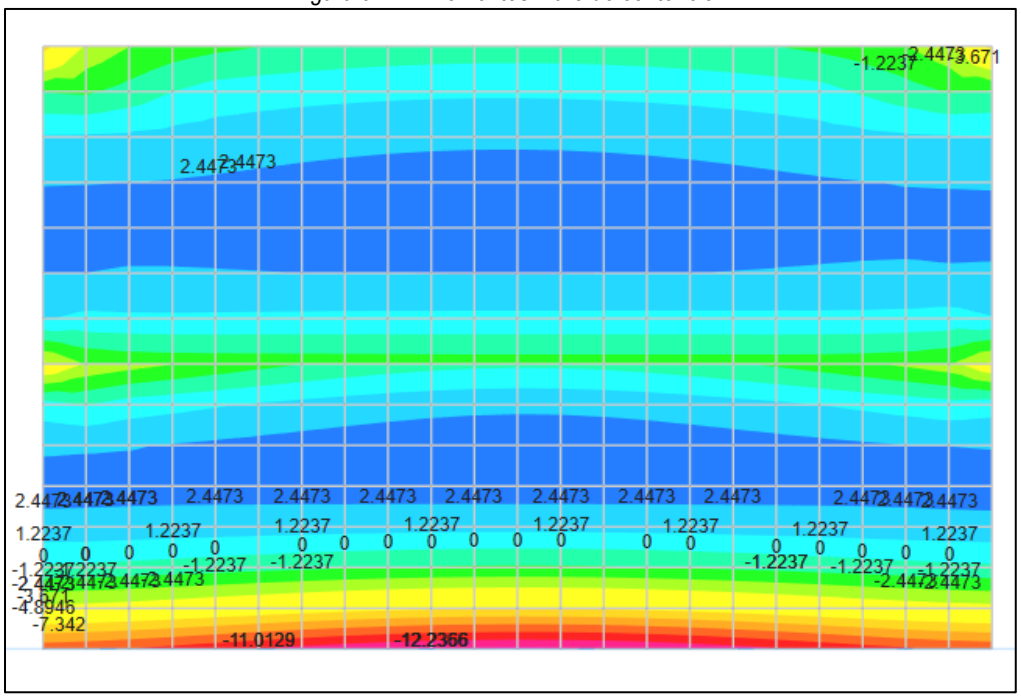
$$IS_v := \frac{V_u}{\phi V_n} = 1.277$$

Fuente: Mathcad

INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	FLEXO COMPRESION	CORTANTE
	3.97	1.27

9.8.3.14 Muro de contención e=0.25m

Figura 9–142 Momentos muro de contención



Fuente: ETABS

$$M_{Neg_Act} := 6.5\ tonnef \cdot m \qquad M_{Pos_Act} := 2.5\ tonnef \cdot m$$

$$M_{Neg_Res} := 8.5\ tonnef \cdot m \qquad M_{Pos_Res} := 6\ tonnef \cdot m$$

$$IS_{M_Neg} := \frac{M_{Neg_Act}}{M_{Neg_Res}} = 0.765 \qquad IS_{M_Pos} := \frac{M_{Pos_Act}}{M_{Pos_Res}} = 0.417$$

Fuente: Mathcad

INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	MOMENTO NEGATIVO	MOMENTO POSITIVO
	0.765	0.417

Índice global y vulnerabilidad estructural Bloque D

Se calcula el índice global con el índice de sobre esfuerzo más crítico de los elementos estructurales que conforman la construcción principal.

Figura 9–143 Índice de sobre esfuerzo

$$IS_{global} := 3.97$$

$$V_{est} := \frac{1}{IS_{global}} \cdot 100 = 25.189$$

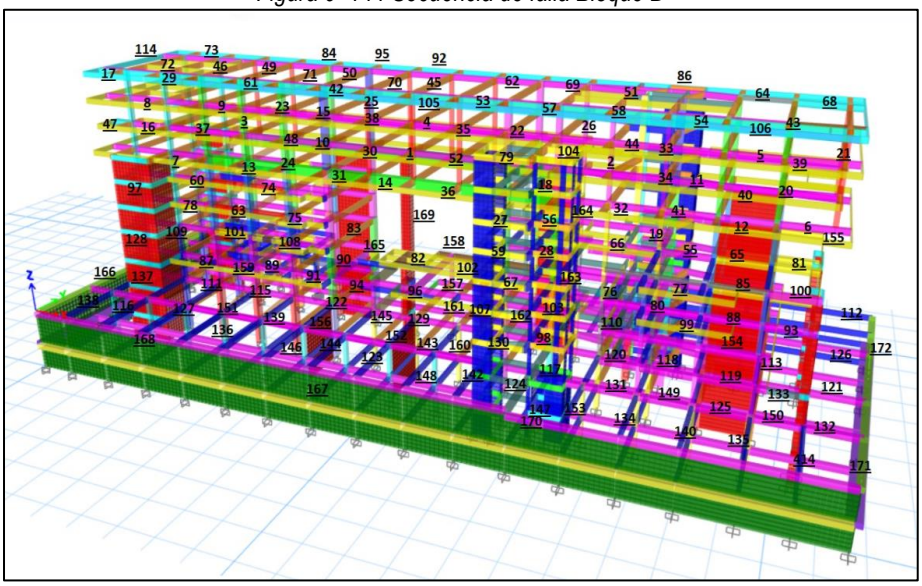
Fuente: MATHCAD

La vulnerabilidad estructural de la estructura del bloque D es de 25.2%, es decir, tiene un incumplimiento normativo del 74.8% para dar cumplimiento al 100% de resistencia.

NOTA: El índice calculado anteriormente hace referencia al elemento estructural más cargado, por ende, se aclara que no es un índice global y que el resultado puede mejorar mediante el tratamiento locativo al elemento.

9.8.3.15 Secuencia de falla por esfuerzos

Figura 9–144 Secuencia de falla Bloque D



Fuente: ETABS

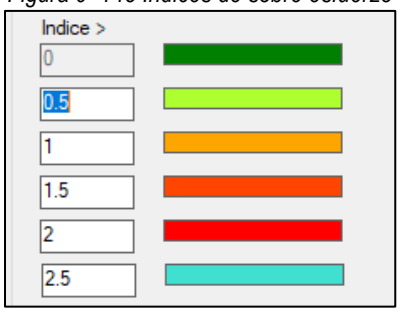
Índices de sobre esfuerzo estructura Bloque E

Nota: El refuerzo para el análisis de la flexión de la viga fue extraído de los despieces de los planos existente.

9.8.3.16 Viga Carguera .40x.60

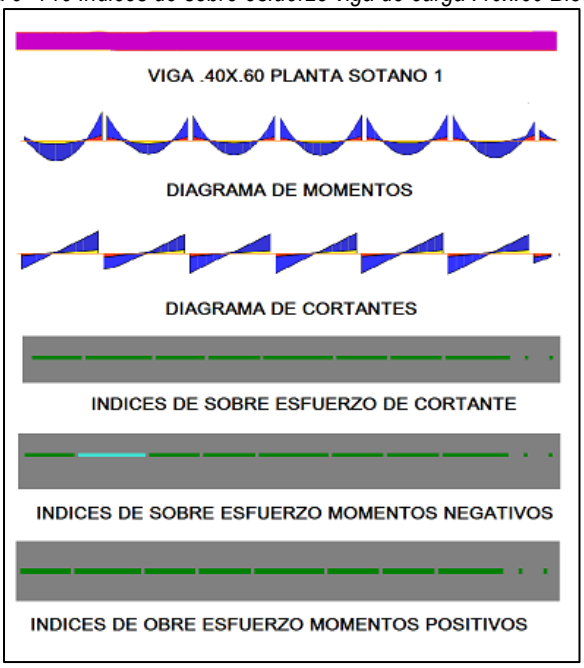
Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD. Ver anexo 2- Índices de sobre resistencia (DCCAD 3)

Figura 9–145 Índices de sobre esfuerzo



Fuente: DC-CAD

Figura 9–146 Índices de sobre esfuerzo viga de carga .40x.60 Bloque E



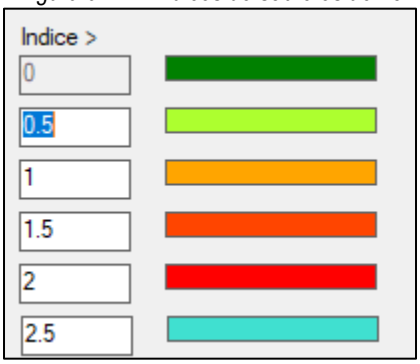
Fuente: DC-CAD

INDICES DE SOBRE ESFUERZO	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO	CORTANTE
	0.23	0.32	0.17

9.8.3.17 Viga de sismo .30x.60

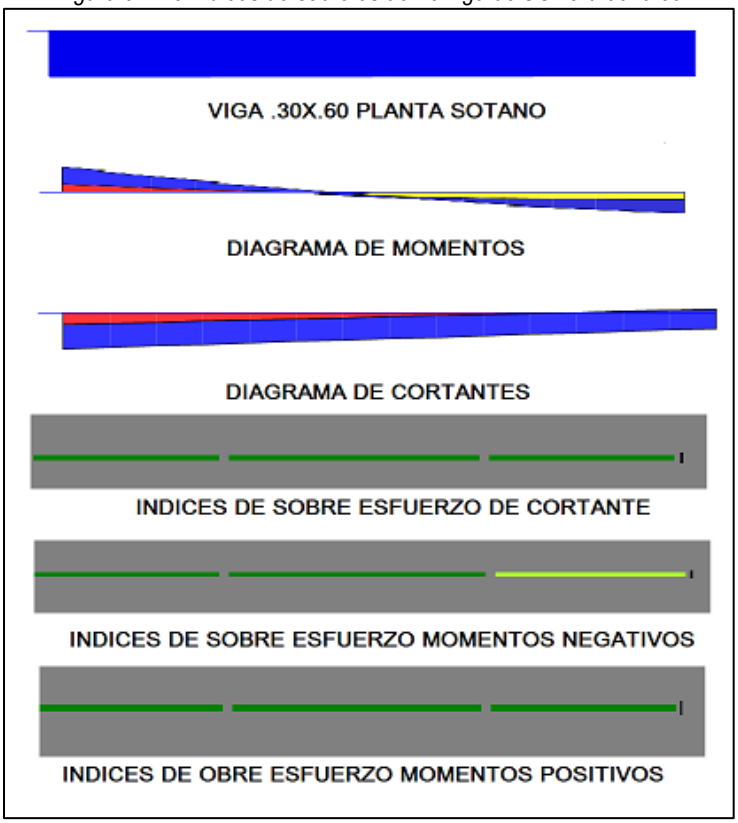
Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD. Ver anexo 2- Índices de sobre resistencia (DCCAD 3)

Figura 9–147 Índices de sobre esfuerzo



Fuente: DC-CAD

Figura 9–148 Índices de sobre esfuerzo viga de sismo 0.30x0.60



Fuente: DC-CAD

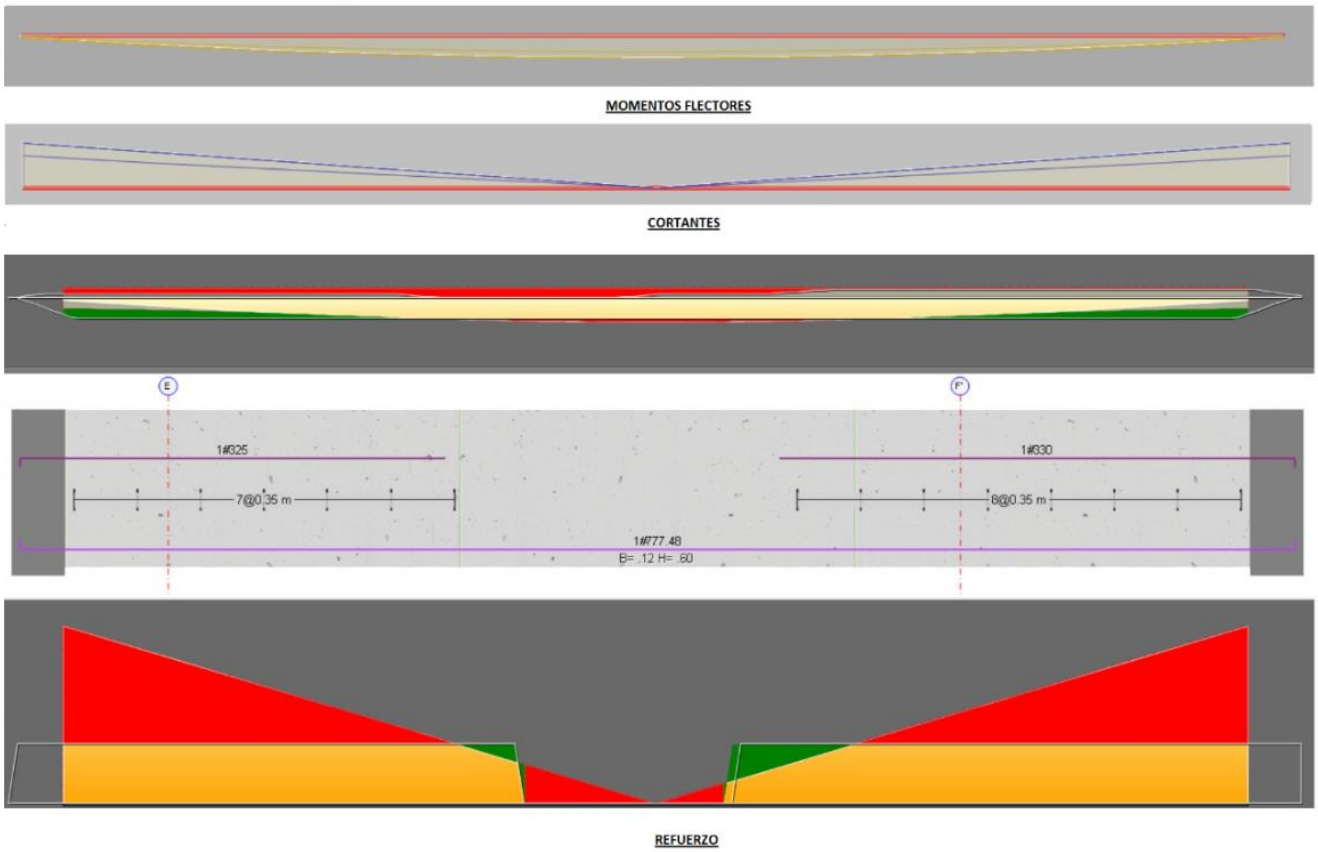
INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	MOMENTO POSITIVO 0.26	MOMENTO NEGATIVO 0.21	CORTANTE 0.13

9.8.3.1 Vigueta .12x.60

Nota: Los índices de sobre esfuerzo calculados para las vigas se realizaron por medio del software DC-CAD.

NOTA: Las viguetas no hacen parte del diseño sismo resistente de la edificación.

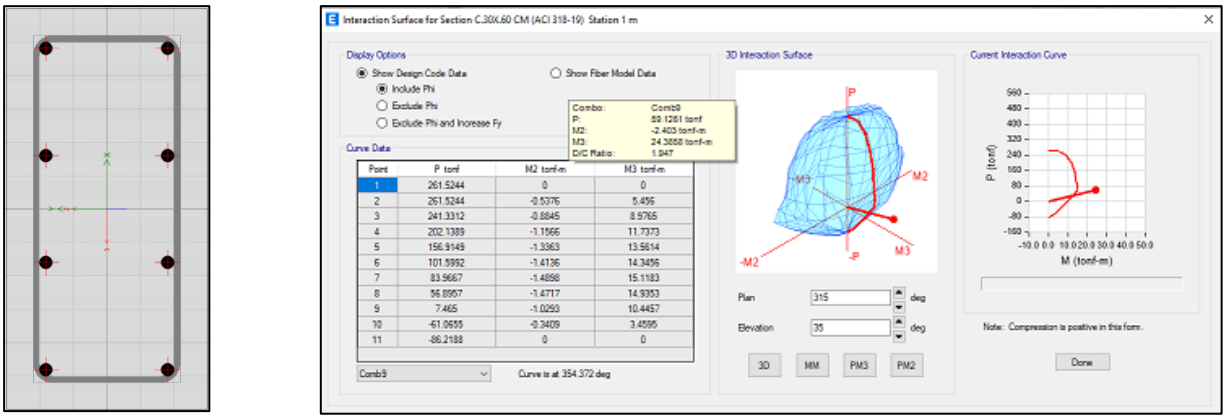
Ilustración 9-7. Índice de sobre esfuerzo vigueta .12x.60



Fuente: DC-CAD

9.8.3.2 Columnas

Figura 9–149 Índice de sobre esfuerzo columna más critica



Fuente: ETABS

Figura 9–150 Índice de sobre esfuerzo de cortante en columna de .30x.80

CALIFICACIONES DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y ESTADO DE MANTENIMIENTO

$\phi_c := 1$	Calificación por diseño
$\phi_e := 1$	Calificación por mantenimiento

SOLICITACIONES

$P_u := 0\ tonnef$	Carga axial última
$M_u := 0\ tonnef \cdot m$	Momento flector último
$V_u := 16.92\ tonnef$	Cortante último

DATOS DE SALIDA

$d = 0.52\ m$	Altura efectiva de la viga
$\rho_{colocado} = 0.0145$	Cuantía longitudinal colocada
$a = 0.14\ m$	Parámetro a
$\phi M_n = 39.55\ tonnef \cdot m$	Momento nominal resistente
$\phi V_c = 10.56\ tonnef$	Resistencia al cortante del concreto
$\phi V_s = 32.59\ tonnef$	Resistencia al cortante del acero
$\phi V_n = 43.15\ tonnef$	Resistencia al cortante de la sección
$N_{ef_flexión} = 39.55\ tonnef \cdot m$	Resistencia efectiva a la flexión
$N_{ef_cortante} = 43.15\ tonnef$	Resistencia efectiva al corte

$$IS_{cortante} := \frac{V_u}{N_{ef_cortante}} = 0.39$$

Fuente: Mathcad

INDICES DE SOBRE ESFUERZO	FLEXO COMPRESION	CORTANTE
	1.94	0.39

9.8.3.3 Pantallas estructurales

Figura 9–151 Índice de sobre esfuerzo en pantalla estructural e= .20m

Flexural Design for P, M_3 and M_2

Station	D/C	Flexural	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m
Top	0.104	Comb9	94.1258	-0.2394	13.5853
Bottom	0.447	Comb9	72.1283	-7.8491	38.7127

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m^2/m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.0005	Comb9	69.403	13.5853	27.2908	59.2418	87.7898
Bottom	Leg 1	0.0005	Comb9	72.1283	38.7127	18.2891	59.2418	87.7898

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.2, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp $tonf/m^2$	Stress Limit $tonf/m^2$	C Depth m	C Limit m
Top–Left	Leg 1	Not Required	Comb9	94.1258	13.5853	92.77	490		
Top–Right	Leg 1	Not Required	Comb9	94.1258	13.5853	144.62	490		
Bottom–Left	Leg 1	Not Required	Comb9	108.0951	38.7127	62.44	490		
Botttom–Right	Leg 1	Not Required	Comb9	108.0951	38.7127	210.19	490		

Fuente: ETABS

Figura 9–152 índice de sobre esfuerzo por cortante en pantalla estructural e=.20m

$A_v := 2 \cdot 0.71\ cm^2$
$f_y := 240\ MPa$
$L_w := 3.96\ m$
$s := 0.20\ m$
$\phi V_c := 59.24\ tonnef$

$d := 0.80 \cdot L_w$

$\phi V_s := \frac{0.75\ A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = 41.285\ tonnef$

$\phi V_n := \phi V_c + \phi V_s = 100.525\ tonnef$

$V_u := 27.29\ tonnef$

$V_u - \phi V_n = -73.235\ tonnef$

$IS_v := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.271$

Fuente: Mathcad

INDICES DE SOBRE ES-FUERZO	FLEXO COMPRESION	CORTANTE
	0.447	0.271

9.8.3.4 Índice global y vulnerabilidad estructural Bloque E

Se calcula el índice global con el índice de sobre esfuerzo más crítico de los elementos estructurales que conforman la construcción principal.

Figura 9–153 Índice de sobre esfuerzo

$$IS_{global} := 1.94$$

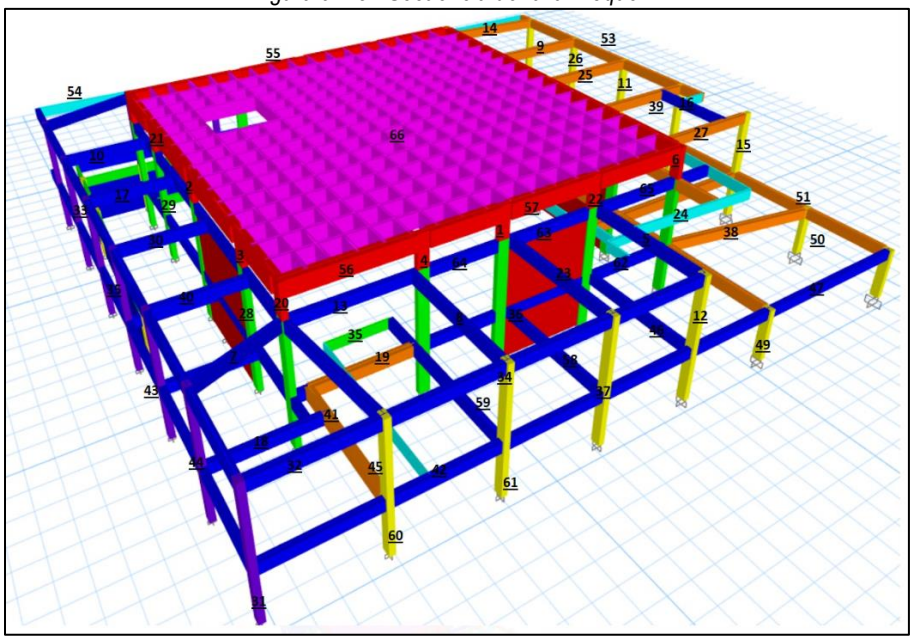
$$V_{est} := \frac{1}{IS_{global}} \cdot 100 = 51.546$$

Fuente: MATHCAD

La vulnerabilidad estructural de la estructura del bloque C es de 51.5%, es decir, tiene un incumplimiento normativo del 48.5% para dar cumplimiento al 100% de resistencia.

NOTA: El índice calculado anteriormente hace referencia al elemento estructural más cargado, por ende, se aclara que no es un índice global y que el resultado puede mejorar mediante el tratamiento locativo al elemento.

Figura 9–154 Secuencia de falla Bloque E

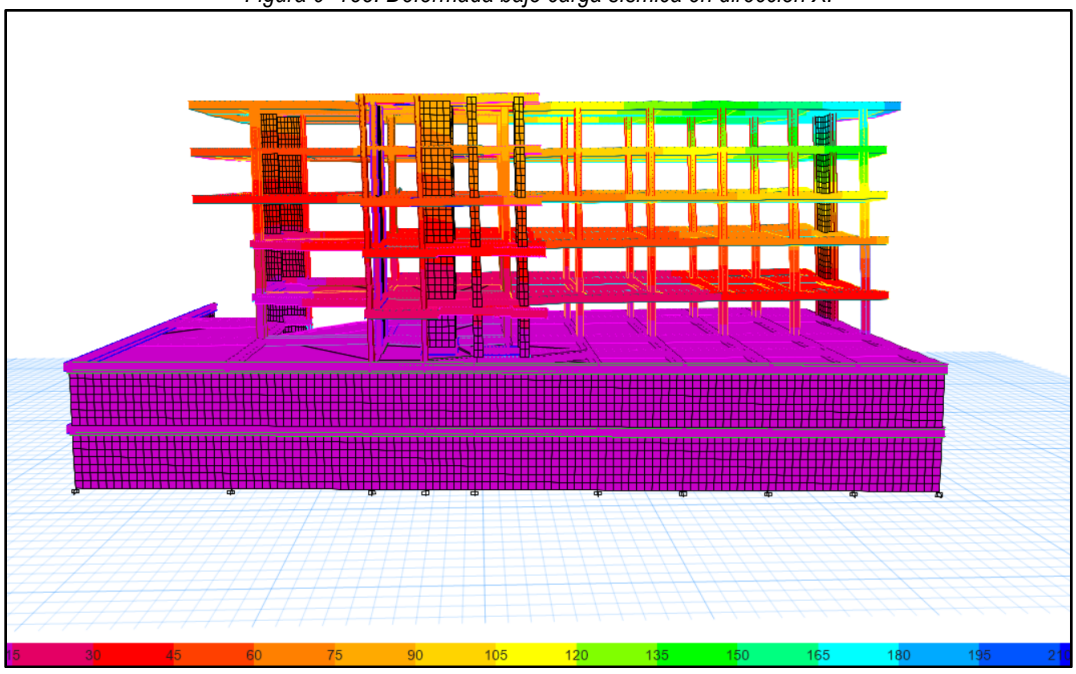


Fuente: ETABS

9.9 ETAPA 9 – CÁLCULO DE DERIVAS DE PISO

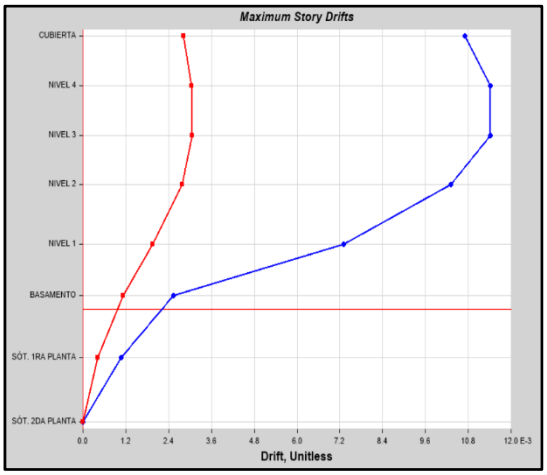
9.9.1 Derivas Bloque A.

Figura 9–155. Deformada bajo carga sísmica en dirección X.



Fuente: ETABS

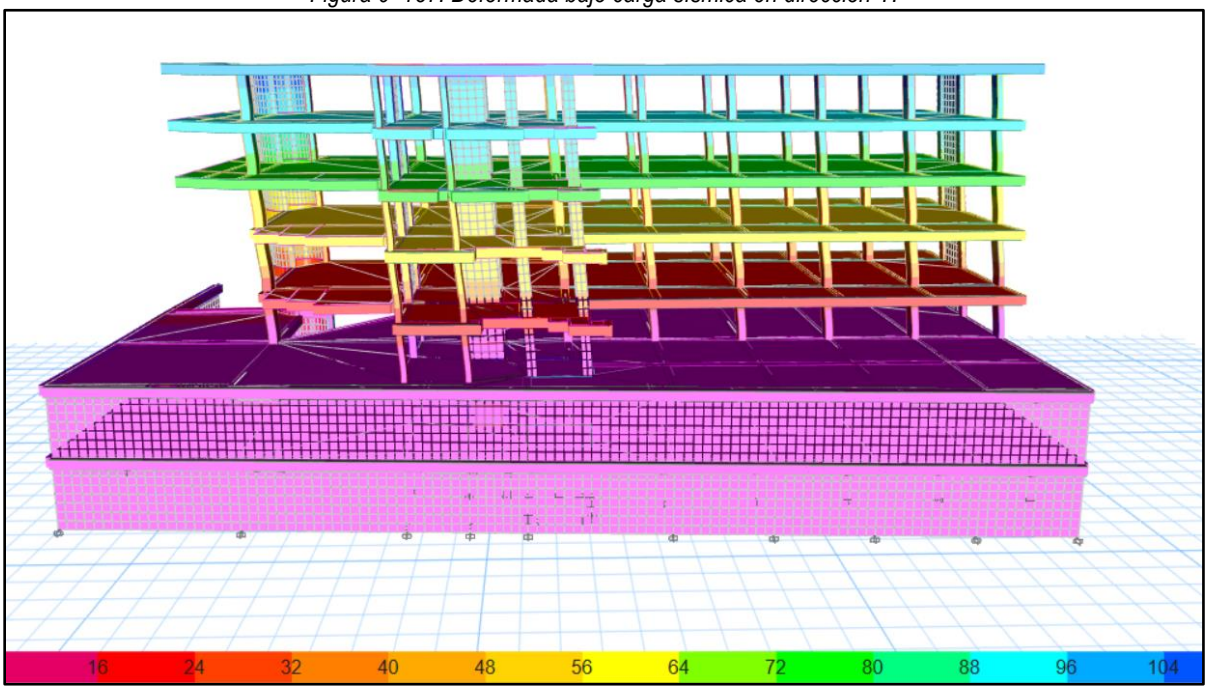
Figura 9–156. Derivas en dirección X.



	Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
▶	CUBIERTA	17.1	Top	0.010713	0.002811
	NIVEL 4	14	Top	0.011413	0.003043
	NIVEL 3	10.9	Top	0.011424	0.003062
	NIVEL 2	7.8	Top	0.010308	0.002786
	NIVEL 1	4.05	Top	0.007307	0.001961
	BASAMENTO	0.85	Top	0.002531	0.001118
	SÓT. 1RA PL...	-3.05	Top	0.001071	0.000414
	SÓT. 2DA PL...	-7.05	Top	0	0

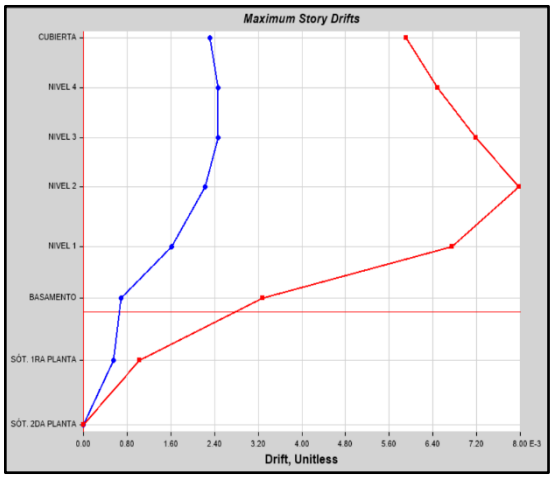
Fuente: ETABS

Figura 9–157. Deformada bajo carga sísmica en dirección Y.



Fuente: ETABS

Figura 9–158 Derivas en dirección Y

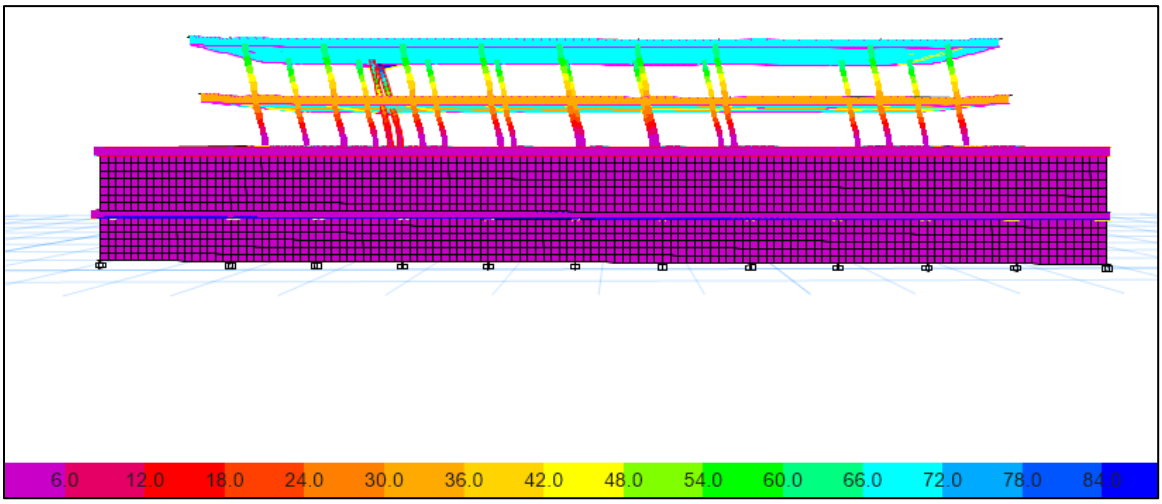


	Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
▶	CUBIERTA	17.1	Top	0.002315	0.005911
	NIVEL 4	14	Top	0.002463	0.006483
	NIVEL 3	10.9	Top	0.002466	0.007189
	NIVEL 2	7.8	Top	0.002225	0.007975
	NIVEL 1	4.05	Top	0.001614	0.006743
	BASAMENTO	0.85	Top	0.000689	0.003278
	SÓT. 1RA PL...	-3.05	Top	0.000551	0.001024
	SÓT. 2DA PL...	-7.05	Top	0	0

La estructura en estudio presenta derivas máximas en el nivel 2 de 1.14 % en dirección X y 0.79% en dirección Y.

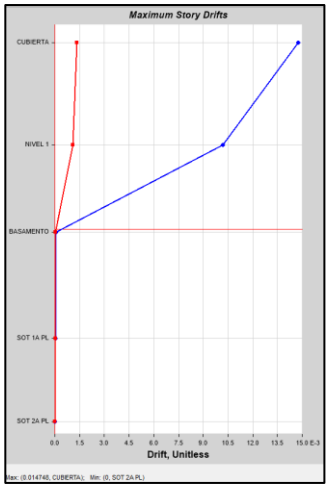
9.9.2 Derivas Bloque B

Figura 9–159 Deformada bajo carga sísmica en dirección X



Fuente: ETABS

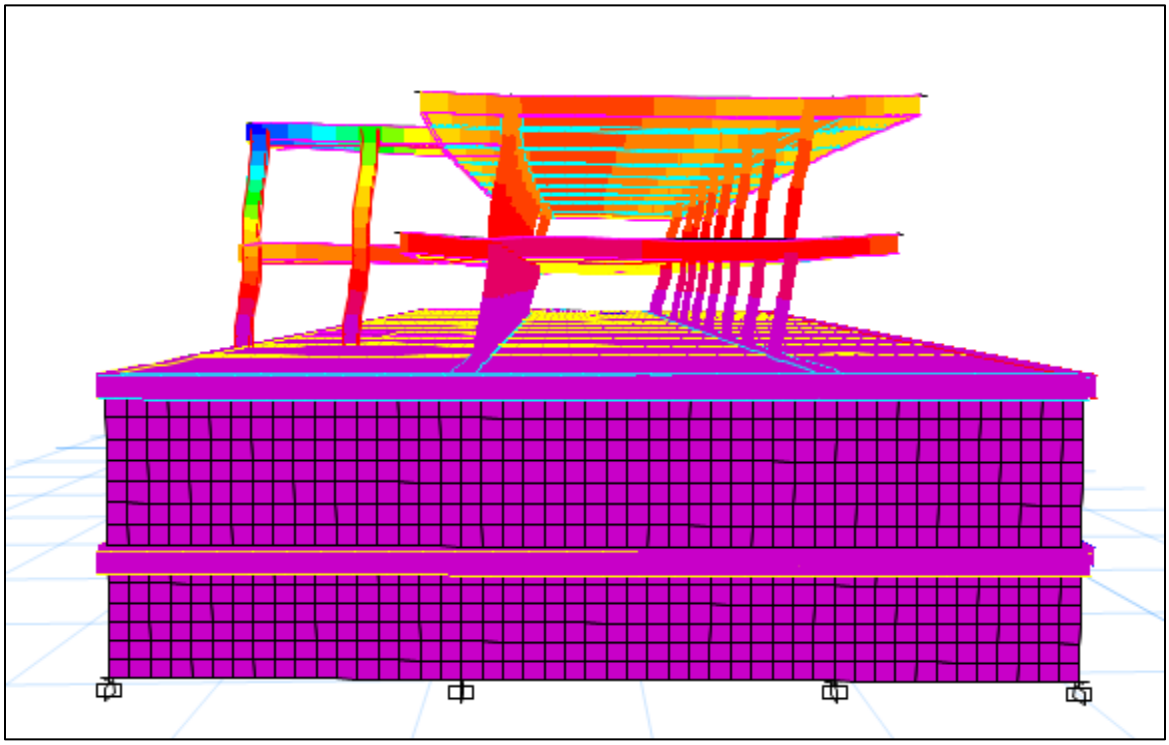
Figura 9–160 Derivas en dirección X



	Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
▶	CUBIERTA	6.85	Top	0.014748	0.001329
	NIVEL 1	3.1	Top	0.010194	0.001074
	BASAMENTO	-0.1	Top	8E-05	4.9E-05
	SOT 1A PL	-4	Top	5.2E-05	2.8E-05
	SOT 2A PL	-7.05	Top	0	0

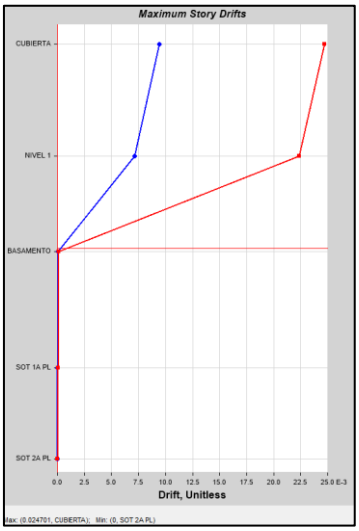
Fuente: ETABS

Figura 9–161 Deformada bajo carga sísmica en dirección Y



Fuente: ETABS

Figura 9–162 Derivas en dirección Y



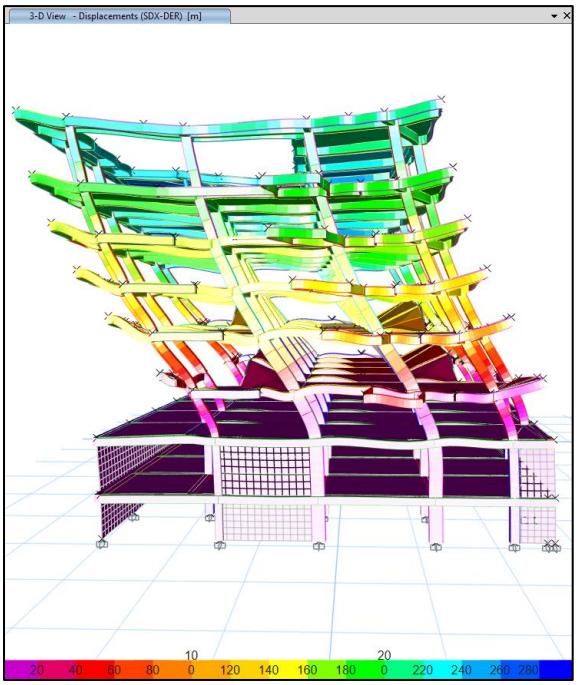
	Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
▶	CUBIERTA	6.85	Top	0.009401	0.024701
	NIVEL 1	3.1	Top	0.007157	0.022381
	BASAMENTO	-0.1	Top	4E-05	0.000122
	SOT 1A PL	-4	Top	2.2E-05	6.5E-05
	SOT 2A PL	-7.05	Top	0	0

Fuente: ETABS

La estructura en estudio presenta derivas máximas en nivel de cubierta de 1.47 % en dirección X y 2.47% en dirección Y.

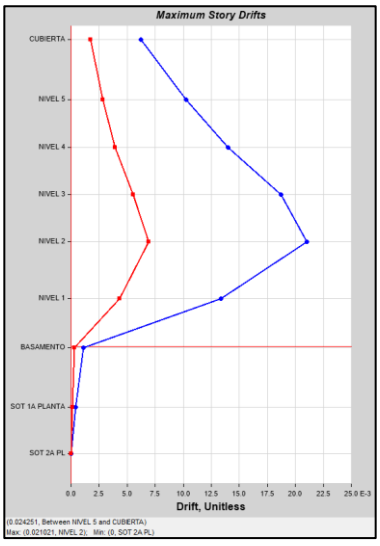
9.9.3 Derivas Bloque C

Figura 9–163 Deformada bajo carga sísmica en dirección X



Fuente: ETABS

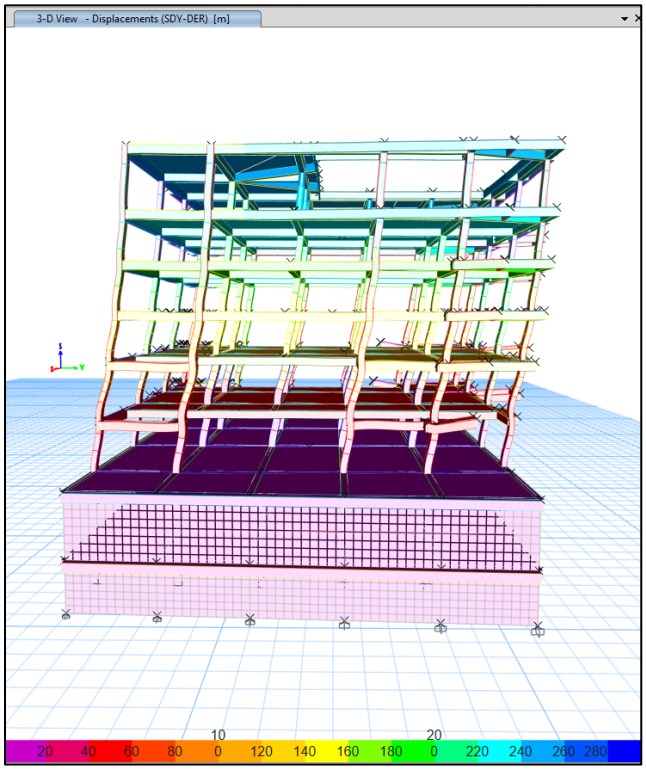
Figura 9–164 Derivas en dirección X



	Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
▶	CUBIERTA	20.1	Top	0.006235	0.001715
	NIVEL 5	16.15	Top	0.010253	0.002833
	NIVEL 4	13.05	Top	0.013987	0.00394
	NIVEL 3	9.95	Top	0.018718	0.005522
	NIVEL 2	6.85	Top	0.021021	0.006921
	NIVEL 1	3.1	Top	0.013354	0.004299
	BASAMENTO	-0.1	Top	0.001102	0.000291
	SOT 1A PLA...	-4	Top	0.00039	0.000119
	SOT 2A PL	-7.05	Top	0	0

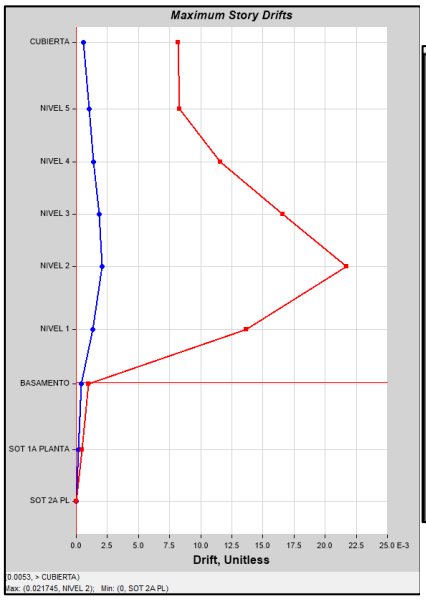
Fuente: ETABS

Figura 9–165 Deformada bajo carga sísmica en dirección Y



Fuente: ETABS

Figura 9–166 Derivas en dirección Y



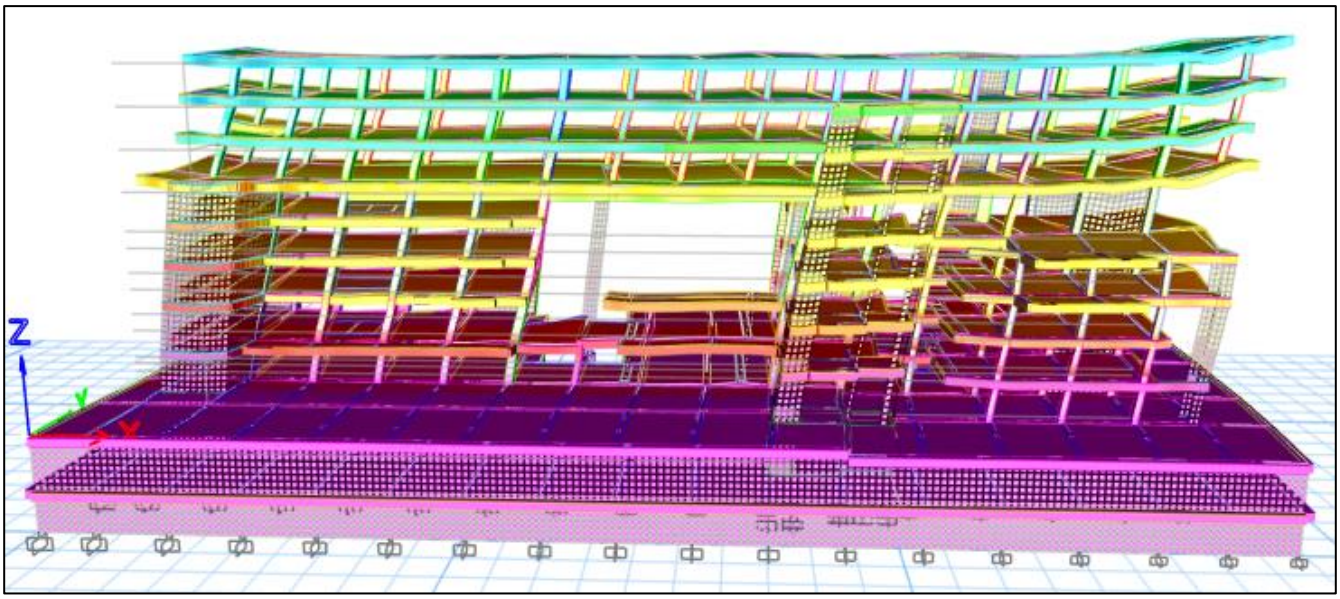
	Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
▶	CUBIERTA	20.1	Top	0.000605	0.008178
	NIVEL 5	16.15	Top	0.001009	0.008277
	NIVEL 4	13.05	Top	0.001369	0.011589
	NIVEL 3	9.95	Top	0.001837	0.016603
	NIVEL 2	6.85	Top	0.002095	0.021745
	NIVEL 1	3.1	Top	0.00134	0.013661
	BASAMENTO	-0.1	Top	0.00039	0.000977
	SOT 1A PLA...	-4	Top	0.000178	0.000476
	SOT 2A PL	-7.05	Top	0	0

Fuente: ETABS

La estructura en estudio presenta derivas máximas en el nivel 2 de 2.10 % en dirección X y 2.17% en dirección Y.

9.9.4 Derivas Bloque D

Figura 9–167 Deformada bajo carga sísmica en dirección X



Fuente: ETABS

Figura 9–168 Derivas en dirección X

$$\delta_1 := 0\ mm$$

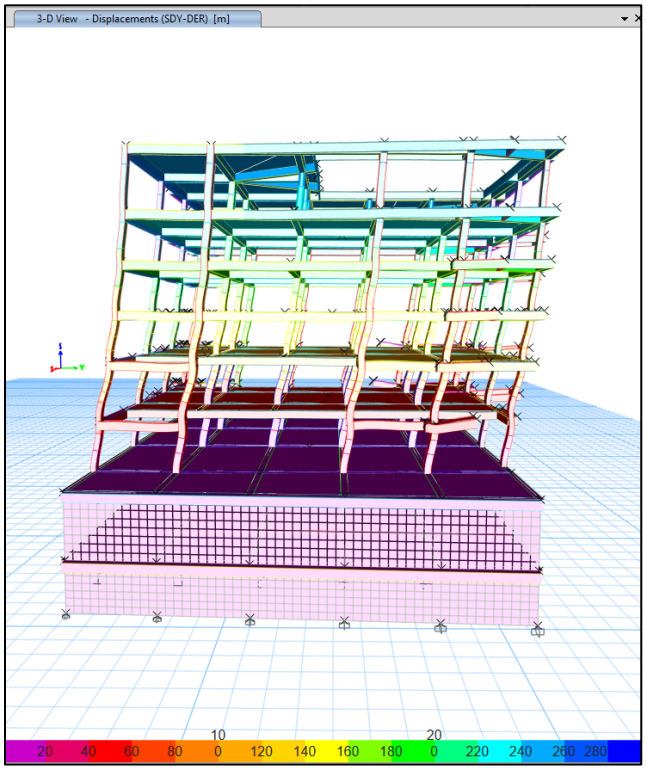
$$\delta_2 := 19.13\ cm$$

$$H := 36.6\ m$$

$$\delta := \frac{\delta_2 - \delta_1}{H} = 0.0052268$$

Fuente: MATHCAD

Figura 9–169 Deformada bajo carga sísmica en dirección Y



Fuente: ETABS

Figura 9–170 Derivas en dirección Y

$$\delta_1 := 0\ mm$$

$$\delta_2 := 60.5\ cm$$

$$H := 36.6\ m$$

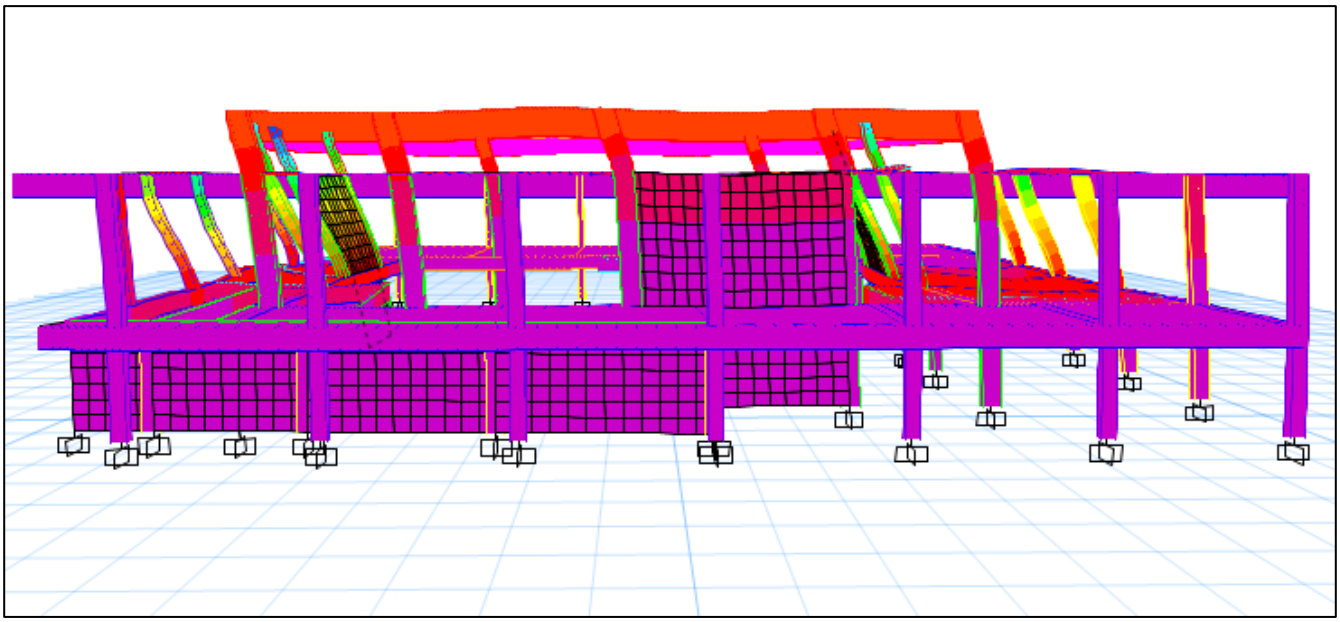
$$\delta := \frac{\delta_2 - \delta_1}{H} = 0.0165301$$

Fuente: ETABS

La estructura en estudio presenta derivas máximas de 0.05 % en dirección X y 1.60 % en dirección Y.

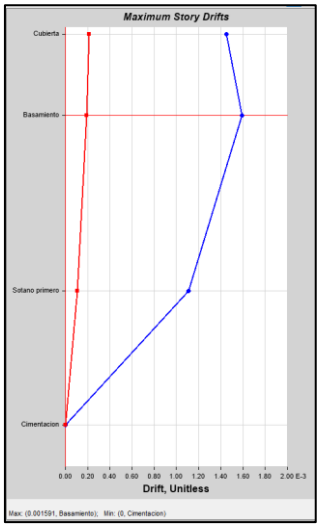
9.9.5 Derivas Bloque E

Figura 9–171 Deformada bajo carga sísmica en dirección X



Fuente: ETABS

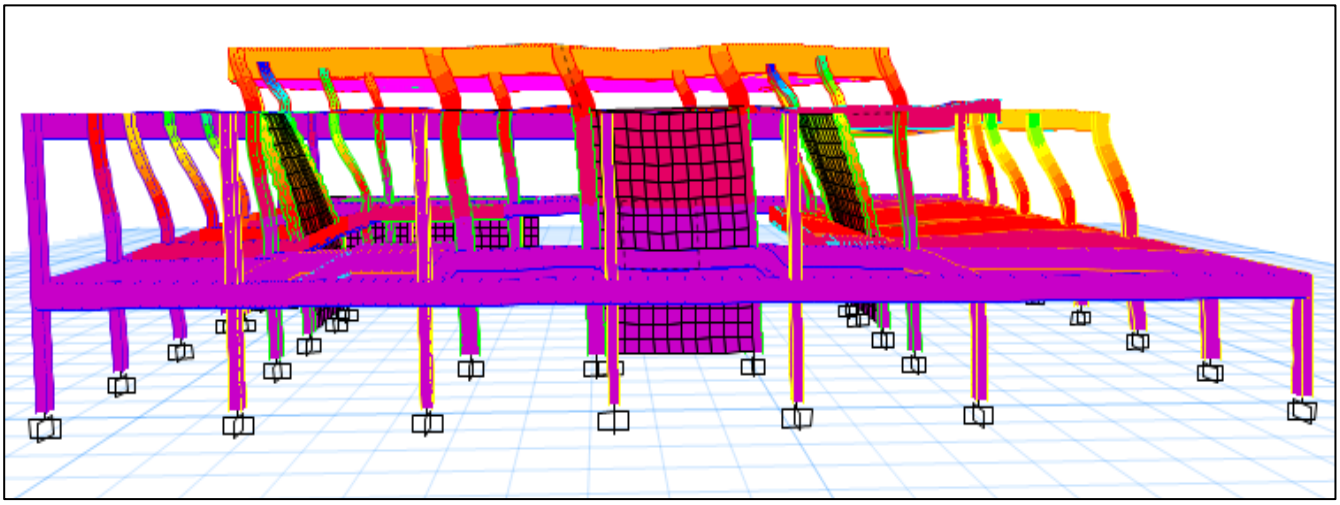
Figura 9–172 Derivas en dirección X



	Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
▶	Cubierta	1.85	Top	0.001449	0.000211
	Basamiento	0	Top	0.001591	0.00019
	Sotano primero	-4	Top	0.001112	0.000107
	Cimentacion	-7.05	Top	0	0

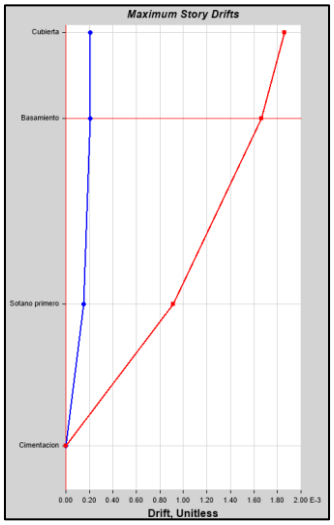
Fuente: ETABS

Figura 9–173 Deformada bajo carga sísmica en dirección Y



Fuente: ETABS

Figura 9–174 Derivas en dirección Y



	Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
▶	Cubierta	1.85	Top	0.000207	0.001861
	Basamiento	0	Top	0.000205	0.001662
	Sotano primero	-4	Top	0.000151	0.000915
	Cimentacion	-7.05	Top	0	0

Fuente: ETABS

La estructura en estudio presenta derivas máximas en el nivel basamento de 0.15 % en dirección X y 0.18% en dirección Y.

9.10 ETAPA 10 – CÁLCULO DE ÍNDICES DE FLEXIBILIDAD Y VULNERABILIDAD SÍSMICA

9.10.1 Índice de flexibilidad y vulnerabilidad sísmica Bloque A.

Figura 9–175. Índice de flexibilidad Bloque A.

$$\delta := 1.14$$

$$\delta_{max_permitida} := 1.50$$

$$IF := \frac{\delta}{\delta_{max_permitida}} = 0.76$$

$$VS := \frac{1}{IF} \cdot 100 = 131.6$$

Fuente: Mathcad

De acuerdo con el análisis de vulnerabilidad sísmica, la vulnerabilidad del Bloque A es de 131.6%, es decir presenta 31.6 % de rigidez lateral por encima de lo mínimo.

9.10.2 Índice de flexibilidad y vulnerabilidad sísmica Bloque B

Figura 9–176 Índice de flexibilidad Bloque B

$$\delta := 2.47$$

$$\delta_{max_permitida} := 1.50$$

$$IF := \frac{\delta}{\delta_{max_permitida}} = 1.647$$

$$VS := \frac{1}{IF} \cdot 100 = 60.7$$

Fuente: Mathcad

De acuerdo con el análisis de vulnerabilidad sísmica, la vulnerabilidad del Bloque B es de 60.70%, es decir presenta un déficit de 39.3 % de rigidez lateral.

9.10.3 Índice de flexibilidad y vulnerabilidad sísmica Bloque C

Figura 9–177 Índice de flexibilidad Bloque C

$$\delta := 2.17$$
$$\delta_{max_permitida} := 1.50$$
$$IF := \frac{\delta}{\delta_{max_permitida}} = 1.447$$
$$VS := \frac{1}{IF} \cdot 100 = 69.1$$

Fuente: Mathcad

De acuerdo con el análisis de vulnerabilidad sísmica, la vulnerabilidad del Bloque C es de 69.10%, es decir presenta un déficit de 30.90 % de rigidez lateral.

9.10.4 Índice de flexibilidad y vulnerabilidad sísmica Bloque D

Figura 9–178 Índice de flexibilidad Bloque D

$$\delta := 1.60$$
$$\delta_{max_permitida} := 1.50$$
$$IF := \frac{\delta}{\delta_{max_permitida}} = 1.067$$
$$VS := \frac{1}{IF} \cdot 100 = 93.8$$

Fuente: Mathcad

De acuerdo con el análisis de vulnerabilidad sísmica, la vulnerabilidad del Bloque C es de 93.80 %, es decir presenta un déficit de 6.20 % de rigidez lateral.

9.10.5 Índice de flexibilidad y vulnerabilidad sísmica Bloque E

Figura 9–179 Índice de flexibilidad Bloque E

$$\delta := 0.18$$

$$\delta_{max_permitida} := 1.50$$

$$IF := \frac{\delta}{\delta_{max_permitida}} = 0.12$$

$$VS := \frac{1}{IF} \cdot 100 = 833.3$$

Fuente: Mathcad

De acuerdo con el análisis de vulnerabilidad sísmica, la vulnerabilidad del Bloque A es de 833.3%, es decir presenta 733.3 % de rigidez lateral por encima de lo mínimo.

10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES – EN DESARROLLO

- Se realizó el **peritaje técnico estructural de los TRIBUNALES DE CUNDINAMARCA Y BOGOTA**, plasmando los resultados en el presente informe y verificando un adecuado **comportamiento y estado general de los 5 bloques que la componen**.
- Se realizó una **recopilación previa de información de la edificación** en estudio. La información previa disponible se discrimina en dos grandes grupos: Información existente de la construcción (planos, memorias de cálculo, especificaciones de construcción, etc.) e información levantada mediante trabajo de campo. El trabajo de campo ha sido enfocado en verificar la información existente y complementar o investigar la información faltante necesaria para una adecuada valoración y evaluación estructural.
- Se realizaron **visitas técnicas de inspección** que fueron la base para identificar tanto el **sistema estructural y sus elementos constitutivos como condiciones patológicas que afectan la integridad de la edificación**. La estabilidad general de la edificación es buena.
- La información que se compilo en la obra por medio de auscultaciones y por medio de ferroscan es consistente con los planos estructurales encontrados de la estructura. Para el cálculo de los índices de sobre esfuerzo se consideró la información disponible más la información levantada.
- Se pudo constatar que la edificación **no presenta daños que indiquen inestabilidad local o global de la edificación**.
- Aunque el estado superficial de la estructura de la edificación es bueno, se identificó un sistema estructural consistente en pórticos de concreto reforzado que tienen características que logran clasificarlo entre un sistema de **capacidad mínima de disipación DMI** y un sistema de **capacidad mínima de disipación DMO.**
- La estructura de cimentación, consistente en **pilotes pre-excavados fundidos en sitio, vinculados a las respectivas columnas mediante dados y con vigas de amarre en los dos sentidos principales**. La edificación no presenta asentamientos totales o diferenciales ni daños relacionados con dicha condición.
- Se dio cumplimiento a las todas etapas de los estudios de vulnerabilidad estructural y sísmica, **definiendo el alcance del trabajo** como vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural, **recopilando información estructural** importante para el estudio del comportamiento de la edificación y **clasificando el sistema estructural** como **BUENO** tanto para la calidad del diseño de la estructura original, así como el estado de mantenimiento y conservación.
- El cálculo de índices de sobre esfuerzo indican que, para las cargas consideradas y las mínimas normativas dadas en NSR-10, los elementos estructurales de resistencia sísmica (vigas, columnas y pantallas que conforman pórticos) no presentan la solvencia estructural mínima requerida, siendo imperativo realizar un proceso de reforzamiento estructural. En otras palabras, los factores de seguridad de dichos elementos están por debajo de los mínimos reglamentarios.
- **Los índices de vulnerabilidad sísmica y estructural calculados indican incumplimientos normativos** a la luz de la reglamentación actual vigente (NSR-10), mostrando déficit tanto de rigidez como de resistencia.

- Las estructuras componentes de **LOS TRIBUNALES DE CUNDINAMARCA Y BOGOTA**, Bloque A, Bloque B, Bloque C, Bloque D y Bloque E, presentan una **vulnerabilidad estructural de 11.96%, 42.30%, 59.52%, 25.2% y 51.54%** respectivamente. Dichos valores indican que se deben tomar medidas de **reforzamiento que suplan los déficits de resistencia**.
- Las **vulnerabilidades sísmicas** del Bloque A, Bloque B, Bloque C, Bloque D y Bloque E; son de **131.6%, 60.7%, 69.1%, 93.8% y 833.3%** respectivamente, lo que indica un **déficit de rigidez de 39.3%, 30.9 y 6.2%** para el bloque B, C y D respectivamente.
- Con base en los hallazgos del estudio, **el proceso de reforzamiento requiere un estudio detallado, el cual se debe realizar con un tiempo de ejecución adecuado**, ya que para esta primera entrega se entregan las generalidades de los posibles métodos de reforzamiento estructural sin entrar en detalle, los posibles reforzamientos se van a listar a continuación:
    - **Reducir las cargas muertas de la edificación**: Lo anterior para **reducir las fuerzas sísmicas de diseño**. Puede realizarse cambiando el acabado de piso, los mesones y demás componentes arquitectónicos por materiales más livianos.
    - **Rigidizar el sistema estructural:** Dada la importancia de la edificación, su uso y el proyecto arquitectónico, es viable pensar en **completar los pórticos incompletos mediante vigas metálicas**. Asimismo, será necesario **construir diagonales concéntricas como elementos de gran eficiencia para brindar rigidez al sistema**.

Ilustración 10-1. Reforzamiento con diagonales concéntricas (rigidez)



Fuente: https://cicp-ec.com/documentos/Conferencia_Jorge_Rend%C3%B3n_SIKA.pdf

Ilustración 10-2. Reforzamiento con diagonales concéntricas (rigidez)



Fuente: https://cicp-ec.com/documentos/Conferencia_Jorge_Rend%C3%B3n_SIKA.pdf

- **Reforzar los elementos estructurales de resistencia sísmica:** En principio será necesario conservar elementos estructurales importantes como vigas de carga, columnas en forma de V y columnas rectangulares que sirven de apoyo a las columnas en "V". Dichos elementos podrán ser reforzados mediante labores de **encamisado y/o uso de fibras de carbono.**

Ilustración 10-3. Encamisado de columnas con concreto reforzado



Fuente: https://cicp-ec.com/documentos/Conferencia_Jorge_Rend%C3%B3n_SIKA.pdf

Ilustración 10-4. Encamisado de columnas con acero estructural



Fuente: https://cicp-ec.com/documentos/Conferencia_Jorge_Rend%C3%B3n_SIKA.pdf

Ilustración 10-5. Reforzamiento con fibras de carbono



Fuente: https://cicp-ec.com/documentos/Conferencia_Jorge_Rend%C3%B3n_SIKA.pdf

Bogotá, 12 de diciembre de 2022

OFICIO REFORZ 0084- 22

Ingeniero:
RODOLFO FELIZZOLA CONTRERAS
Director de Interventoría
Correo: felizzolaing@gmail.com
RODRIGO GONZÁLEZ ANDRADE
Interventor de Contrato
Correo: ingroca9@hotmail.com
Correo: etinci@gmail.com
Bogotá D.C.

REF: Contrato de Consultoría No 108 de 2022 que tiene por objeto "REALIZAR LA CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS"

ASUNTO: Correcciones VOLUMEN 1. LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO – ESTRUCTURAL-TOPOGRÁFICO

Respetado Ingeniero Rodolfo, la presente es para enviarle el informe del VOLUMEN 1. LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO – ESTRUCTURAL con sus correspondientes correcciones realizadas por la interventoría, correspondiente al contrato de consultoría No 108 de 2022 que tiene por objeto "REALIZAR LA CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, PATOLOGÍA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LA SEDE TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y CUNDINAMARCA DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA SECCIONAL DE ADMINISTRACIÓN JUDICIAL BOGOTÁ-CUNDINAMARCA Y AMAZONAS"
https://drive.google.com/drive/folders/1L8XbSEhuPRU74NOvn75xa4CRref0X8WC?usp=share_link
Se adjuntan los siguientes archivos:

1. INFORME VOLUMEN 1 LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO – ESTRUCTURAL- TOPOGRÁFICO
2. CALIBRACIÓN ESTACIÓN
3. CARTERAS TOPOGRÁFICAS
4. PLANOS TOPOGRÁFICOS V2
    a) Plano planta general denominado: (TOPO-GENERAL-001)
    b) Plano planta sótano 1 denominado: (SOTANO-001)
    c) Plano planta sótano 2 denominado: (SOTANO-002)
    d) Plano ubicación niveletas denominado: (NIVELETAS -001)
    e) Plano ubicación verticalidad denominado: (VERTI-001)

5. REGISTRO FOTOGRÁFICO
6.RESUMEN NIVELACIÓN
7. INFORME RTK
8. PLANILLAS DE VERTICALIDAD
9 CARTERA DE CAMPO DE NIVELACIÓN
10. PAPELES DEL TOPÓGRAFO

11. PLANILLAS DE SEGURIDAD SOCIAL
12. PLANOS ENCONTRADOS EN ARCHIVO CENTRAL

Cimentación

- Dados tipo 1 a 13
- Dados tipo 14 a 17
- Despiece cimentación
- Despiece de cimentación

Columnas

- Columnas basamento piso 1 y 2 zona a
- Columnas basamento zona D
- Columnas piso 2,3,4,5 zon c
- Columnas piso 3,4 zona A
- columnas piso 6 y 7 zona D
- columnas Planta cuarto pizo zona D
- Columnas primer piso zona b
- columnas primer piso Zona D
- Columnas primer sotano Zona E
- Columnas quinto piso zona D
- Columnas segundo piso Zona D
- Columnas sotano 1 zona B
- Columnas Sotano 1 Zona D
- Columnas sotano zona A
- Columnas sotano, basamento primer piso zon C
- Columnas zona D
- Columnas Planta tercer piso zona D
- Despiece columnas zona A 2
- Despiece columnas Zona A
- Despiece columnas zona B
- Despiece columnas zona C
- Despiece columnas zona D 2
- Despiece columnas zona D 3
- Despiece columnas zona D 4
- Despiece columnas zona D 5
- Despiece columnas zona D
- Despiece columnas Zona E 3
- despiece colunas zona C
- Despieces columnas zona E

ESCALERAS

- Escalera n11 y n 12
- Escalera No 7
- Escalera No 8
- Escaleras de acceso
- Escaleras de acceso
- Escaleras No 1 y 2
- Escaleras No 3 y 4
- Escaleras No 5
- Escaleras No 6, 9 y 10

GENERALES

- Planta basamento 1-2
- Planta basamento 2-2
- Planta basamento cubierta zona E

- Planta cimentacion 1-2
- Planta cimentacion 2-2
- Planta cuarto piso 1-2
- Planta cubierta alternativa 2 Zona E
- Planta cubiertas 1-2
- Planta cubiertas 2-2
- Planta cubiertas a y c
- Planta cubiertas zona b y d
- Planta curto piso 2-2
- Planta primer piso 1-2
- Planta primer piso 2-2
- Planta primer sotano 1-2
- Planta primer sotano 2-2
- Planta quinto piso 1-2
- Planta quinto piso 2-2
- Planta segundo piso 1-2
- Planta segundo piso 2-2
- Planta sexto piso 1-2
- Planta sexto piso 2-2
- Planta tercer piso 1-2
- Planta tercer piso 2-2

VIGAS

- Despiece vigas zon b
- despiece vigas zon c 2
- Despiece vigas zon C
- Despiece vigas zon D4
- Despiece vigas zona a
- Despiece vigas zona a2
- Despiece vigas zona A3
- Despiece vigas zona B2
- Despiece vigas zona C
- Despiece vigas zona D 2
- Despiece vigas Zona D 3
- Despiece vigas zona D 6
- Despiece vigas zona D 7
- Despiece vigas zona D
- Despiece vigas zona D5
- Despiece vigas zona E 2
- Despiece vigas zona E
- Despieces vigas zon D
- Despieces
- Viga 25,26- de 30 a 40

13. PLANOS REALIZADOS POR LA CONSULTORÍA

Planos Estructurales

- EST-001 – Plano de índices.
- EST-02 - Planta General de Cimentación.
- EST-03 - Bloque A-Planta Cimentación, Localización Bloque, Detalles Estructurales
- EST-04 - Bloque A-Placa Sótano Primera Planta, Placa Basamento, Detalles Estructurales
- EST-05 - Bloque A-Placa Primera Planta, Placa Segunda Planta, Detalles Estructurales

- EST-06 - Bloque A-Placa Tercera Planta, Placa Cuarta Planta, Detalles Estructurales
- EST-07 - Bloque A-Placa Cubierta, Pórtico Eje 1, Detalles Estructurales
- EST-08 - Bloque A-Portico Eje 2, Pórtico Eje 2.1
- EST-09 - Bloque A-Pórtico Eje 3, Pórtico Eje 5
- EST-10 - Bloque A-Pórtico Eje C, Detalles Estructurales, Detalles Secciones Pórticos, Axonometrías detalles Estructurales
- EST-11 - Bloque B-Planta Cimentación, Localización Bloque, Detalles Estructurales
- EST-12 - Bloque B-Placa Sótano Primera Planta, Detalles Estructurales, Axonometrías Detalles
- EST-13 - Bloque B-Placa Basamento, Detalles Estructurales
- EST-14 - Bloque B-Placa Primera Planta, Placa Cubierta, Detalles Estructurales
- EST-15 - Bloque B-Pórtico Eje H, Pórtico Eje J.2, Pórtico Eje N, Pórtico Eje P
- EST-16 - Bloque B-Pórtico Eje 1, Pórtico Eje 2
- EST-17 - Bloque C-Planta Cimentación, Localización Bloque, Detalles Cimentación
- EST-18 - Bloque C-Placa Primer Sótano, Placa Planta Basamento, Detalles Estructurales
- EST-19 - Bloque C-Placa Primera Planta, Placa Segunda Planta, Detalles Estructurales
- EST-20 - Bloque C-Placa Tercera Planta, Placa Cuarta Planta, Detalles Estructurales
- EST-21 - Bloque C-Placa Quinta Planta, Placa Cubierta, Detalles Estructurales
- EST-22 - Bloque C-Pórtico Eje 4, Pórtico Eje 6, Detalles Estructurales
- EST-23 - Bloque C-Pórtico Eje 7, Pórtico Eje M, Detalles Estructurales
- EST-24 - Bloque D-Planta Cimentación, Localización Bloque, Detalels Estructurales
- EST-25 - Bloque D-Placa Sótano Primera Planta, Detalles Estructurales
- EST-26 - Bloque D-Placa Basamento, Detalles Estructurales
- EST-27 - Bloque D-Placa Primera Planta, Detalles Estructurales
- EST-28 - Bloque D-Placa Segunda Planta, Detalles Estructurales
- EST-29 - Bloque D-Placa Tercera Planta, Detalles Estructurales
- EST-30 - Bloque D-Placa Cuarta Planta, Detalles Estructurales
- EST-31 - Bloque D-Placa Quinta Planta
- EST-32 - Bloque D-Placa Sexto Planta
- EST-33 - Bloque D-Placa Séptima Planta
- EST-34 - Bloque D-Placa Cubierta
- EST-35 - Bloque D-Pórtico Eje A
- EST-36 - Bloque D-Pórtico Eje B
- EST-37 - Bloque D-Pórtico Eje F
- EST-38 - Bloque D-Pórtico Eje G
- EST-39 - Bloque D-Pórtico Eje M
- EST-40 - Bloque D-Pórtico Eje 10
- EST-41 - Bloque E-Planta Cimentación, Localización Bloque, Detalles Estructurales
- EST-42 - Bloque E-Placa Primera Planta
- EST-43 - Bloque E-Placa Sótano Primera Planta
- EST-44 - Bloque E-Placa Basamento
- EST-45 - Bloque E-Placa Cubierta

Planos Estructurales

- ARQ 01 Planta General Basamento
- ARQ 02 Planta General Segundo Sótano
- ARQ 03 Planta General Primer Sótano
- ARQ 04 Planta General de Cimentación
- ARQ 05 Bloque B-Planta Basamento, Primera Planta
- ARQ 06 Bloque B, Planta Cubiertas, Axonometrías Plantas

- ARQ 07 Bloque B, Fachadas Generales, Sección Transversal, Sección Longitudinal
- ARQ 08 Bloque A - Primera Planta, Segunda Planta
- ARQ 09 Bloque A - Tercera Planta, Cuarta Planta
- ARQ 10 Bloque A-Planta Cubiertas, Detalle Axonometrías Plantas
- ARQ 11 Bloque A-Fachada Frontal, Fachada Posterior
- ARQ 12 Bloque A-Secciones Transversales, Fachada Lateral Derecha
- ARQ 13 Bloque A-Sección Longitudinal 1, Detalle Axonometrías Secciones Transversales
- ARQ 14 Bloque A-Sección Longitudinal 2, Detalle Axonometrías Secciones Longitudinales
- ARQ 15 Bloque C-Primera Planta, Segunda Planta
- ARQ 16 Bloque C-Tercera Planta, Cuarta Planta
- ARQ 17 Bloque C-Quinta Planta, Planta Cubiertas
- ARQ 18 Bloque C-Fachada Frontal, Fachada Posterior, Detalles Axonometrías
- ARQ 19 Bloque A-Sección Transversal 1, Sección Transversal 2, Detalles Axonometrías Secciones Transversales/Longitudinal
- ARQ 20 Bloque C-Sección Transversal 3, Sección Longitudinal 1
- ARQ 21 Planta Basamento Bloque D
- ARQ 22 Bloque D Primera Planta
- ARQ 23 Bloque D-Segunda Planta, Tercera Planta
- ARQ 24 Bloque D-Cuarta Planta, Quinta Planta
- ARQ 25 Bloque D-Sexta Planta, Séptima Planta
- ARQ 26 Bloque D-Planta Cubiertas

https://drive.google.com/drive/folders/1L8XbSEhuPRU74NOvn75xa4CRref0X8WC?usp=share_link



CONSORCIO REFORZAMIENTO JUDICIAL 2022

NIT. 901.621.141-3

R/L DIEGO ARMANDO CORREDOR SALAMANCA

INGENIERO CIVIL. ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

T.P No. 15202 – 159945 BYC