

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

**Diagnostico estructural para el reforzamiento para el edificio contemporáneo de la Casona
Quinta Presa del Rímac.**

Línea De Investigación: Ingeniería De La Construcción, Ingeniería Urbana, Ingeniería Estructural.
Sub Línea De Investigación: Estructuras y Materiales

AUTORES:

Aguilar Marín, Patrick Aldair

García Acevedo, Julio Cesar

JURADO EVALUADOR:

Presidente : López Carranza, Atilio Rubén
Secretario : Galicia Guarniz, William Conrad
Vocal : Moran Guerrero, Víctor Manuel

ASESOR:

Merino Martínez, Marcelo Edmundo.

Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0003-4733-4959>

TRUJILLO – PERÚ

2023

Fecha de sustentación: 2023/12/15

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

**Diagnostico estructural para el reforzamiento para el edificio contemporáneo de la Casona
Quinta Presa del Rímac.**

Línea De Investigación: Ingeniería De La Construcción, Ingeniería Urbana, Ingeniería Estructural.
Sub Línea De Investigación: Estructuras y Materiales

AUTORES:

Aguilar Marín, Patrick Aldair

García Acevedo, Julio Cesar

JURADO EVALUADOR:

Presidente : López Carranza, Atilio Rubén
Secretario : Galicia Guarniz, William Conrad
Vocal : Moran Guerrero, Víctor Manuel

ASESOR:

Merino Martínez, Marcelo Edmundo.

Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0003-4733-4959>

TRUJILLO – PERÚ

2023

Fecha de sustentación: 2023/12/15

DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL PARA EL REFORZAMIENTO PARA EL EDIFICIO CONTEMPORÁNEO DE LA CASONA QUINTA PRESA DEL RÍMAC.

INFORME DE ORIGINALIDAD



FUENTES PRIMARIAS

1	sigrid.cenepred.gob.pe Fuente de Internet	2%
2	hdl.handle.net Fuente de Internet	2%
3	HIDROSUELOS S.A.S., SUCURSAL DEL PERU. "Instrumento de Gestión Ambiental Complementario al SEIA, del Proyecto Recuperación de Áreas Degradadas por Residuos Sólidos en el Sector Rosa Roja, Distrito de Pariñas, Provincia de Talara, Departamento de Piura-IGA0020976", R.S. N° 001-2022-SGAS-GSP-MPT, 2022 Publicación	1%
4	repositorio.ufpso.edu.co Fuente de Internet	1%
5	kupdf.net Fuente de Internet	1%
	repositorio.upn.edu.pe	

6	Fuente de Internet	1 %
7	edoc.pub Fuente de Internet	1 %
8	www.minem.gob.pe Fuente de Internet	1 %
9	docplayer.es Fuente de Internet	1 %
10	Submitted to Universidad Privada Antenor Orrego Trabajo del estudiante	1 %

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 1%

Excluir bibliografía

Activo



ing. Merino Martínez Marcelo

DECLARACIÓN DE ORIGINALIDAD

Yo, **Marcelo Edmundo Merino Martínez**, docente del Programa de Estudio de Ingeniería Civil de la Universidad Privada Antenor Orrego, asesor de la tesis de investigación titulada **"Diagnostico estructural para el reforzamiento para el edificio contemporáneo de la Casona Quinta Presa del Rimac"**, del (los) autor (es) **Br. Aguilar Marin, Patrick Aldair** y **Br. Garcia Acevedo, Julio Cesar**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud del 10%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software Turnitin el día 24 de octubre del 2023.
- He revisado con detalle dicho reporte de la tesis **"Diagnostico estructural para el reforzamiento para el edificio contemporáneo de la Casona Quinta Presa del Rimac"**, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las normas establecidas por la Universidad.

Trujillo, 22 de Noviembre del 2023



.....
Aguilar Marin Patrick Aldair
DNI: 71215960



.....
Garcia Acevedo Julio Cesar
DNI: 70299188



.....
Merino Martínez, Marcelo Edmundo
DNI: 17983739

Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0003-4733-4959>



DEDICATORIA

A DIOS

Que con su bendición me permitió salir adelante en esta carrera, guiándome en cada momento, y dándome la inteligencia y sabiduría necesaria para superarme.

A MIS PADRES

Por haberme formado con los mejores valores, y haber estado conmigo desde el primer momento, por sus atenciones y sobre todo por su amor infinito conmigo.

A MI ABUELO

Que en paz descanse, ya que con su motivación y bendición en el inicio de mi carrera hizo que no me rindiera y siguiera adelante. ¡Gracias papá Alberto!

AGUILAR MARÍN, PATRICK ALDAIR

A DIOS

Por darme la vida y permitirme ir superando los obstáculos que se presentan en el camino mediante sus bendiciones, otorgándome la fe y sabiduría que necesitaba.

A MIS PADRES

Por haberme apoyado y confiado en mí incondicionalmente, muchas de los logros que he conseguido se los debo a ellos debido a que siempre me inculcaron valores y al mismo tiempo reglas que debía respetar, son ciertas cosas que me motivaron y ayudaron a alcanzar mis sueños y mis metas.

A MIS FAMILIARES

Por su gran apoyo y por cada una de sus bendiciones y deseos de apoyo, por aconsejarme en cada paso de mi vida con el motivo de poder seguir adelante.

GARCÍA ACEVEDO, JULIO CESAR

AGRADECIMIENTO

A Dios por acompañarme en cada momento bendiciéndome y dándome la fuerza suficiente para lograr todo lo que me he propuesto.

A mi madre Teresa, por darme su apoyo incondicional con su cariño y bondad, por ser una madre ejemplar y haberme formado en valores para la vida.

A mi padre Pedro, por brindarme su apoyo incondicional, su cariño, pero también por ser estricto conmigo, por enseñarme lo bueno y lo malo de la vida para ser un hombre de bien.

A mi tío Luis Aguilar, por darme una oportunidad para mostrar mis habilidades una vez acabada mi carrera, por mostrar su apoyo incondicional.

A nuestro asesor, por su ayuda y conocimientos que sin ellos no hubiera sido posible esta tesis.

AGUILAR MARÍN, PATRICK ALDAIR

AGRADECIMIENTO

A Dios por bendecirme con la vida y ser mi guía en cada paso ayudándome a superar muchos obstáculos cuando solo para mí eran imposibles, dándome el valor y sabiduría necesaria para poder cumplir con mis metas.

A mi padre Félix, por darme todo su apoyo, su confianza y sobre todo por haber sido el sustento económico de mi familia, logrando así que yo culmine una de las etapas más importantes de mi vida

A mi madre Lita, por haber sido un apoyo incondicional, por haberme dado el cariño necesario, por haber sido también estricta en los momentos adecuados, enseñándome cuando debería cambiar ciertas actitudes para poder seguir adelante con mis sueños y no dejar de ser un buen hombre

A mis hermanos, por haber estado conmigo en momentos críticos de mi vida, por haberme dado apoyo incondicional ayudándome a volver al camino correcto con sus consejos y siempre haber confiado en mí

A nuestro asesor, por su ayuda y conocimientos para poder lograr una buena tesis y así seguir adelante.

RESUMEN

La presente Tesis tiene como principal objetivo realizar el diagnóstico estructural para el reforzamiento en el Edificio Contemporáneo de La Quinta de la Presa del Rímac.

Nuestro país es una de las regiones que presentan mayor actividad sísmica, la ciudad de Lima se encuentra sobre la placa Sudamérica y Nazca. Estos sismos pueden causar grandes desastres y esto ocasionaría muchas muertes.

Una estructura en esta zona sísmica, tiene que tener una adecuada combinación entre, resistencia, rigidez lateral y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, todo esto para evitar el colapso cuando ocurra un evento sísmico severo.

De acuerdo a la investigación realizada se indica que esta edificación corresponde a la componente “Obra Nueva” del Proyecto Integral de restauración, adaptación y restitución de la Quinta Presa financiado por el Banco de la Vivienda del Perú en el año 1981 y ejecutado por el Instituto Nacional de Cultura; estando a cargo de la ejecución el Arquitecto Juan Luis Birimisa Aza.

Por ello la presente investigación busca realizar un contraste entre la norma E. 0.30 vigente y la norma E. 0.30 de 1977 para poder entender el sistema estructural en el que fue trabajado en esos años.

Como parte del estudio también se pretende evaluar las patologías, que grado de influencia tienen en el sistema estructural en el Edificio Contemporáneo de la Quinta de la Presa.

Por ello, en la presente investigación se pretende evaluar, de manera visual y con los ensayos necesarios para determinar el grado de daños que presenta la Edificación en cuestión.

Palabras Clave: Diagnóstico Estructural, Diseño Estructural, Análisis Estructural.

ABSTRACT

The main objective of this Thesis is to carry out the structural diagnosis for the reinforcement in the Contemporary Building of La Quinta de la Presa del Rímac. Our country is one of the regions with the highest seismic activity, the city of Lima is located on the South American and Nazca plates. These earthquakes can cause great disasters and this would cause many deaths.

A structure in this seismic zone must have an adequate combination of resistance, lateral stiffness and energy dissipation capacity in the inelastic range, all this to avoid collapse when a severe seismic event occurs.

According to the investigation carried out, it is indicated that this building corresponds to the "New Construction" component of the Integral Project of restoration, adaptation and restitution of the Fifth Dam financed by the Housing Bank of Peru in 1981 and executed by the Institute National of Culture; being in charge of the execution the Architect Juan Luis Birimisa Aza.

For this reason, the present investigation seeks to make a contrast between the current E. 0.30 standard and the E. 0.30 standard of 1977 in order to understand the structural system in which it was worked in those years.

As part of the study, it is also intended to evaluate the pathologies, the degree of influence they have on the structural system in the Contemporary Building of Quinta de la Presa.

For this reason, in the present investigation it is intended to evaluate, visually and with the necessary tests to determine the degree of damage presented by the Building in question.

Keywords: Structural Diagnosis, Structural Design, Structural Analysis.

PRESENTACIÓN

Cumpliendo con los lineamientos de las normas establecidas en el Reglamento de Grados y Títulos, Reglamento de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada Antenor Orrego, para obtener el título profesional de Ingeniero Civil, se pone a vuestra disposición el informe de tesis titulado: “Diagnostico estructural para el reforzamiento para el edificio contemporáneo de la casona quinta presa del Rímac”, para su justa evaluación.

El presente trabajo busca ampliar la investigación, particularmente en el área de Estructuras y Materiales, teniendo como objetivos realizar el diagnostico estructural para el reforzamiento en el Edificio Contemporáneo de la Quinta de la Presa del Rímac, esto se hizo, haciendo un contraste entre la norma E0.30 vigente y la norma E0.30 de 1977 para poder comprender el sistema estructural de esa época.

Estos estudios fueron realizados en la ciudad de Lima, en la presente investigación logramos identificar algunas patologías, con la finalidad de ver el estado que se encuentran los elementos estructurales, finalmente se desarrolló un modelo matemático para entender el comportamiento de la edificación.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

I.	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Problema de investigación	1
1.2	Objetivos	1
1.2.1	Objetivo general.....	1
1.2.2	Objetivos Específicos	2
1.2.3	Justificación del estudio	2
II.	MARCO DE REFERENCIA	2
2.1	Antecedentes del estudio	2
2.1.1	Antecedentes internacionales.....	2
2.1.2	Antecedentes Nacionales	3
2.1.3	Antecedentes locales.....	5
2.2	Marco teórico	7
2.2.1	Patología estructural.....	7
2.2.2	Patología en el Concreto.	8
2.2.3	Niveles de Daño en el Concreto.	9
2.2.4	Ensayos no destructivos.....	9
2.3	Marco conceptual	11
2.3.1	Distorsión.....	11
2.3.2	Eflorescencia.	11
2.3.3	Fisura.....	11
2.3.4	Grietas.....	12
2.3.5	Humedad.	12
2.3.6	Humedad de filtración.....	12
2.3.7	Humedad accidental.	13
2.3.8	Acero Estructural.	13

2.3.9	Desprendimiento.....	13
2.3.10	Erosiones Mecánicas	13
2.3.11	Erosión Atmosférica.	14
2.3.12	Armadura.....	14
2.3.13	Cargas.....	14
2.3.14	Cimentación	14
2.3.15	Columna	14
2.3.16	Concreto aligerado	14
2.3.17	Concreto armado.....	14
2.3.18	Esfuerzo cortante	14
2.3.19	Estribo	15
2.3.20	Flexión.....	15
2.3.21	Losa nervada.....	15
2.3.22	Muro	15
2.3.23	Muro de carga	15
2.3.24	Resistencia del concreto a compresión.....	15
2.3.25	Tensión.....	15
2.3.26	Torsión	15
2.3.27	Vulnerabilidad.....	15
2.3.28	Vulnerabilidad Sísmica.	16
2.3.29	Vigas	16
2.3.30	Zapatas	16
2.4	Sistema de hipótesis.	16
III.	METODOLOGÍA EMPLEADA	16
3.1	Tipo y nivel de investigación	16
3.1.1	De acuerdo a la orientación o finalidad.....	16

3.1.2	De acuerdo a la técnica de contrastación.....	16
3.2	Población y muestra de estudio	16
3.2.1	Población.....	16
3.2.2	Muestra.....	17
3.3	Diseño de investigación	17
3.4	Técnicas e instrumentos de investigación.....	17
3.4.1	Diseño de contrastación	17
3.4.2	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	18
3.5	Procesamiento y análisis de datos.....	18
3.5.1	Informe de mecánica de suelos:.....	18
3.5.2	Pruebas estructurales no destructivas.....	48
IV.	PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	58
4.1	Análisis e interpretación de resultados.....	58
4.1.1	Comparación de norma E 0.30 de 1977 y 2020.	58
4.1.2	Resistencia a la compresión de núcleos de concreto.	68
4.1.3	Wallscaner.....	70
4.1.4	Esclerometría.....	72
4.1.5	Escaneo de refuerzo.....	76
4.1.6	Exploraciones en unión tabiquería – pórticos de concreto.	79
4.1.7	Modelo Matemático.	84
V.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	128

ÍNDICE DE TABLAS E ILUSTRACIONES

Tabla 1.	20
Tabla 2.	21
Tabla 3.	26
Tabla 4.	31
Tabla 5.	31
Tabla 6.	32
Tabla 7.	32
Tabla 8.	32
Tabla 9.	33
Tabla 10.	34
Tabla 11.	35
Tabla 12.	39
Tabla 13.	39
Tabla 14.	39
Tabla 15.	40
Tabla 16.	41
Tabla 17.	41
Tabla 18.	41
Tabla 19.	42
Tabla 20.	42
Tabla 21.	42
Tabla 22.	44
Tabla 23.	44
Tabla 24.	45
Tabla 25.	46
Tabla 26.	49
Tabla 27.	56
Tabla 28.	57
Tabla 29.	60
Tabla 30.	61

Tabla 31.	61
Tabla 32.	61
Tabla 33.	62
Tabla 34.	63
Tabla 35.	63
Tabla 36.	64
Tabla 37.	64
Tabla 38.	65
Tabla 39.	66
Tabla 40.	67
Tabla 41.	67
Tabla 42.	69
Tabla 43.	73
Tabla 44.	80
Tabla 45.	82
Tabla 46.	83
Ilustración 1.	36
Ilustración 2.	37
Ilustración 3.	38
Ilustración 4.	38
Ilustración 5.	43
Ilustración 6.	47
Ilustración 7.	47
Ilustración 8.	48
Ilustración 9.	50
Ilustración 10.	51
Ilustración 11.	52
Ilustración 12.	54
Ilustración 13.	54
Ilustración 14.	55

Ilustración 15.....	55
Ilustración 17.....	59
Ilustración 18.....	61
Ilustración 19.....	66
Ilustración 20.....	68
Ilustración 21.....	70
Ilustración 22.....	72
Ilustración 23.....	72
Ilustración 24.....	73
Ilustración 25.....	76
Ilustración 26.....	77
Ilustración 27.....	77
Ilustración 28.....	78
Ilustración 29.....	79
Ilustración 30.....	87
Ilustración 31.....	88
Ilustración 32.....	88
Ilustración 33.....	89
Ilustración 34.....	90
Ilustración 35.....	91
Ilustración 36.....	93
Ilustración 37.....	95
Ilustración 38.....	95
Ilustración 39.....	96
Ilustración 40.....	97
Ilustración 41.....	97
Ilustración 42.....	98
Ilustración 43.....	98
Ilustración 44.....	99
Ilustración 45.....	100
Ilustración 46.....	102
Ilustración 47.....	104

Ilustración 48.....	104
Ilustración 49.....	105
Ilustración 50.....	106
Ilustración 51.....	106
Ilustración 52.....	107
Ilustración 53.....	108
Ilustración 54.....	109
Ilustración 55.....	110
Ilustración 56.....	111
Ilustración 57.....	113
Ilustración 58.....	113
Ilustración 59.....	114
Ilustración 60.....	115
Ilustración 61.....	116
Ilustración 62.....	117
Ilustración 63.....	118
Ilustración 64.....	119
Ilustración 65.....	119
Ilustración 66.....	120
Ilustración 67.....	120
Ilustración 68.....	120
Ilustración 69.....	121
Ilustración 70.....	122
Ilustración 71.....	122
Ilustración 72.....	123
Ilustración 73.....	123
Ilustración 74.....	123
Ilustración 75.....	124
Ilustración 76.....	124
Ilustración 77.....	125
Ilustración 78.....	125
Ilustración 79.....	126

Ilustración 80.....	126
Ilustración 81.....	126
Ilustración 82.....	127

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Problema de investigación

El inmueble con dirección jirón Chira 344, distrito del Rímac, provincia y departamento de Lima, denominado “Quinta Presa”, construido en el siglo XVIII, fuera del perímetro de las antiguas murallas de Lima al otro lado del río Rímac. Fue declarada Patrimonio Cultural de la Nación en el año 1972, por Resolución Suprema nro. 2900-72-ED de fecha 28 de diciembre de 1972. Asimismo, se encuentra dentro del perímetro del área denominada Zona Monumental del Rímac, e identificado como usos especiales según el plano de Zonificación del Cercado de Lima y Centro Histórico.

La edificación a Estudiar es el “Edificio Contemporáneo, este se encuentra entrado en la parte izquierda del patio principal, tiene un sistema estructural tipo pórticos; cuenta con tres plantas (sótano, primer y segundo piso).

Como se nos es mencionado, esta edificación es un tanto antigua, por ello, como sabemos, los factores del uso, la falta de mantenimiento y, sobre todo, el paso del tiempo puede afectar a que esta estructura se encuentre deteriorada, por ello consideramos sumamente importante la evaluación de la estructura para conocer sus fallas y estado actual de la edificación.

Como sabemos, una construcción con problemas estructurales, es vulnerable frente a los sismos que pueden ocurrir, esto puede ocasionar la pérdida de vidas humanas por una falta de prevención al no conocer el estado de la Edificación.

La presente investigación está orientada para futuro desarrollo de trabajos de remodelación, conservación y mantenimiento, respetando las normas actuales vigentes para la seguridad de esta edificación.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Realizar el diagnostico estructural para el reforzamiento en el Edificio Contemporáneo de La Quinta de la Presa del Rímac.

1.2.2 Objetivos Específicos

Realizar un contraste entre la norma E.0.30 vigente y la norma E0.30 de 1977 para entender el sistema estructural.

Evaluar las patologías, que grado de influencia tiene en el sistema estructural en el Edificio Contemporáneo de la Quinta de la Presa.

Realizar un modelo matemático para entender el comportamiento estático que tiene la edificación.

1.2.3 Justificación del estudio

Nuestro país es una de las regiones que presentan mayor actividad sísmica, la ciudad de Lima se encuentra sobre la placa Sudamérica y Nazca. Estos sismos pueden causar grandes desastres y esto ocasionaría muchas muertes.

Una estructura en esta zona sísmica, tiene que tener una adecuada combinación entre, resistencia, rigidez lateral y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, todo esto para evitar el colapso cuando ocurra un evento sísmico severo.

En los años 70 se construía de manera distinta, las normas aun no estaban claras, por eso en esta edificación se quiere comparar la construcción de ese entonces, con la construcción segura de estos últimos años, donde la tecnología a avanzado para apoyar en los sistemas constructivos.

Este trabajo pretende evaluar, de manera visual y con el sustento de ensayos la influencia patológica que tiene en el desempeño sísmico de estructuras mediante fichas patológicas, identificando cada una de estas.

II. MARCO DE REFERENCIA

2.1 Antecedentes del estudio

2.1.1 Antecedentes internacionales.

Aguilar Hernández, D., Martínez Flórez, J. (2017). Evaluación, Diagnostico Estructural Y Funcional A Las Murallas De Cartagena Mediante La Implementación De Técnicas No Destructivas Y Determinando La Confiabilidad De Éstas: Sector Baluarte De Santo Domingo. [Tesis de Titulo, Universidad De

Cartagena]. En esta tesis vemos que debido a que Cartagena es un claro ejemplo de arquitectura con diseño militar de los siglos XVI, XVII y XVIII, y que es considerada una de las arquitecturas más completas del siglo XVIII. Debido al gran valor que representan estas murallas para su ciudad y siendo declarado patrimonio de la UNESCO en 1984. Debido a los motivos ya mencionados se realizaron análisis, diagnósticos a sus estructuras de las murallas en el tramo baluarte de Santo domingo y el baluarte de Santa Cruz, buscando la forma de preservar el patrimonio que es muy importante para la ciudad de Cartagena, se aplicaron técnicas no destructivas a las estructuras, se aplicaron técnicas de ultrasonido y esclerómetro, se obtuvo una resistencia promedio del sector estudiado de 204,6 Kg/cm² para el equipo de esclerómetro y para el equipo de ultrasonido UPV una resistencia promedio de 202,5 Kg/cm² lo cual nos dice que la roca se encuentra clasificada en moderadamente resistente según la ISRM.

También se tomaron datos de la humedad y temperatura en la zona donde se aplicaron los ensayos para obtener datos como los son la porosidad y continuidad del material que compone la muralla.

2.1.2 Antecedentes Nacionales

Briceño Meléndez, C. (2016). Diagnóstico estructural y análisis sísmico de la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas. [Tesis de Magister, Pontificia Universidad Católica Del Perú]. La presente tesis, nos muestra que las edificaciones históricas son parte de la cultura de cada pueblo y de ello depende mucho las fuentes de sus ingresos por el turismo, por lo que representa importancia para el avance nacional, En nuestro país, existe muchas estructuras arquitectónicas patrimoniales de material rustico como por ejemplo la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas, una de las edificaciones más característico de nuestros Andes peruanos. Esta edificación o más conocido como templo está ubicado dentro de la plaza de armas del mismo pueblo de Andahuaylillas en la ciudad del Cusco, tiene como principales características la nave alargada, un campanario ubicado en su respectiva torre y pequeñas capillas laterales. Preservarla es una labor muy complicada debido a la antigüedad e inconsistencia de sus componentes y que las partes estructurales que conforman la unión se

encuentran muy desgastados siendo muy importante la necesaria intervención de diagnósticos estructurales y evaluaciones sísmicas. En esta presente tesis se muestra el desarrollo de la aplicación de termografía infrarroja pasiva como parte del desarrollo de diagnóstico y así encontrar los déficits estructurales del templo, el estudio de la influencia de algunos de los componentes estructurales, cuando sismo - resistente es el arco triunfal de la iglesia. La termografía infrarroja pasiva es un estudio no destructivo que nos ayudara a cuantificar y visualizar temperaturas en una superficie con apoyo de la captación de la radiación infrarroja sin usar ningún tipo de estimulación externa. Con ayuda de este método el cual es el recomendable para el estudio - diagnóstico de este tipo de edificaciones (denominados monumentos) ya que al no ver contacto directo evitaremos generar daños con la superficie que está destinada al estudio. Contribuyendo así a las filosofías modernas de conservación. Este estudio ayudo a visualizar las partes estructurales embebidas, el daño y evolución del material así mismo las grietas tapadas por intervenciones anteriores, el estudio sísmico de una edificación se puede lograr por varios métodos de análisis.

El estudio se hizo a fin de, visualizar la influencia de los muros adyacentes de las capillas laterales y ventanas en la capacidad lateral y patrón de agrietamiento del arco triunfal, para ello se hizo varios modelos de elementos finitos bidimensionales. Las conclusiones indicaron que adherir en la estructura los muros laterales al arco triunfal aumento la capacidad lateral en 44% además obviar ventanas en los muros laterales también incrementa la capacidad del arco en 13%.

Carbonelli Zanabria, V., Portocarrero Rodríguez, L. (2021). Diagnóstico estructural para el reforzamiento del Hospital de Mujeres de Cajamarca. [Tesis de Título, Universidad San Ignacio De Loyola]. En nuestro país podemos encontrarnos con muchas construcciones antiguas que se ven amenazadas por el paso del tiempo y por la presencia de sismos poniendo en riesgo parte del legado arquitectónico, histórico y cultural del país. Así mismo de manera especial en la zona centro – norte del país, porque allí hay un hospital de mujeres. El hospital que está dentro del complejo belén en la ciudad de Cajamarca está construido en piedra y tiene una forma compleja con cobertizos abovedados. En este estudio

demostramos la aplicación de técnicas que se pueden realizar estudios estructurales de este diseño para poner a prueba su capacidad sísmica, identificar la vulnerabilidad y disponer de técnicas de reforzamiento estructural. El método seguido consistirá en buscar y obtener información geométrica de la construcción además de la calibración

Cree un modelo de elementos finitos utilizando datos de pruebas de identificación modal anteriores. Luego se realiza un análisis estático no lineal para determinar el comportamiento sísmico y evaluar la vulnerabilidad.

Los resultados de este análisis se determinaron a partir de las curvas de resistencia lateral y los patrones de fisuras. La ejecución de técnicas de análisis estático no lineal en un modelo computacional calibrado cuantificó su capacidad sísmica en cuatro direcciones y la asimiló con la demanda sísmica en forma de coeficientes de aceleración. Resultó ser lateral Y. Un valor menor representa una dirección más débil. Por ello, se proponen dos tipos de refuerzo para aumentar la resistencia de la estructura en esta dirección: la instalación de tirantes de madera y la construcción de contrafuertes transversales. Ambos ayudan a aumentar la resiliencia y reducir el riesgo de terremotos.

2.1.3 Antecedentes locales

Rodríguez Canahua, G., Vargas Castillo, J. W. (2021). Diagnóstico patológico estructural en el concreto, para la propuesta de reparación de edificaciones en Instituciones Educativas Secundarias estatales, Puno-2021. [Tesis de Título, Universidad César Vallejo]. En esta presente tesis se tuvo como finalidad diagnosticar la patología de la estructura de hormigón, para la propuesta de restauración de las edificaciones antes mencionadas, es un tipo de aplicación o técnica con finalidad práctica, cuyo proyecto es no experimental - explicativo, con una población de 13 colegios del área de UGEL Puno y su muestra representativa es de 07 instituciones, cuyo muestreo no es posible, los principales resultados se basan en los datos obtenidos y el análisis de los resultados de diagnósticos patológicos de columnas con elementos estructurales. , vigas, muros y losas. , muestra que en Mecánica patológica - origen físico, no se detecta daño, en el caso de tipo fisura - si

se detecta un gran número de 265 fisuras, origen mecánico, considerando que son de severidad leve, en este sentido, sobre el calculado T de $T_c = 4,85$ El resultado estadístico de la tabla es superior a $T_{Tt} = 2,365$, por lo que se hipotetiza que la patología de origen mecánico tiene mayor incidencia y por tanto cae en zona de rechazo; por lo tanto, aceptamos la hipótesis alternativa, por otro lado, no se ha encontrado ninguna patología perteneciente a este origen mecánico. Se encontraron grietas y daños de tipo separación; De manera similar, se notó daño por meteorización, pero no se notó corrosión de origen químico menos que leve. La conclusión es que según los resultados del diagnóstico anatómico patológico, la apertura de la fisura es menor a 0,05 mm, que es leve, y debe superar el espesor antes mencionado para ser considerada fisura. Los casos en los que no se detecta dicho daño es porque cuentan con una adecuada capa de pintura que evita que la intemperie como la lluvia penetre y dañe el concreto.

León Chávez, L. A., Vera Amorós, P. E. (2020). Evaluación estructural y patológica por lesiones físico-mecánicas en las iglesias monumentales de Cajamarca, 2017. [Tesis de Título, Universidad Privada Del Norte]. Esta investigación expone un análisis estructural por lesiones físicas y mecánicas en cuatro templos de Cajamarca cuyo fin fue obtener un registro de datos para saber el estado de la muestra tomada. Se han realizado intentos para encontrar resistencia a las fuerzas de corte en la base de la estructura. Además, en casos individual es se llevan a cabo inspecciones visuales, recogida de datos y documentación fotográfica. Se preparan mapas Con plano de planta de cada iglesia. El diagnóstico patológico utiliza un formulario de registro en el que se registra en detalle la longitud, el área y el número de cada uno. Procesamos toda la información para recuperar la base de datos. Para la evaluación estructural, utilizaron los métodos ya definidos en estudios previos, se verificó su cumplimiento con las normas regulatorias nacionales y luego se interpretaron Resultados archivados. Se concluyó la hipótesis. descritas en los siguientes estudios fueron aceptadas debido a que, con base en la información encontrada, la resistencia en el fondo de la estructura se consideró “óptima” según el método

utilizado, lo que determinó que algunos parámetros debían ser comparados con la siguiente. estudios de validación. Existen limitaciones para obtener información directa de ellos; además, los daños estructurales en los que se han detectado más accidentes son: contaminación por filtraciones y fisuras.

2.2 Marco teórico

2.2.1 Patología estructural

Se define como el estudio a los problemas o daños estructurales que se presentan en una edificación, normalmente, este estudio se realiza a edificaciones antiguas y/o construcciones con evidente deterioro, estos problemas desgastan el material y le quita resistencia al mismo.

Este estudio engloba, la causa que originó la lesión, la evolución a través del tiempo, y del alcance que puede tener.

Para tener un diagnóstico, el cual sería el producto final, se tiene que hacer un estudio de patologías para ver la condición de la edificación. (Cruz & Johan, 2017)

2.2.1.1 Patologías En Las Edificaciones.

“La diversidad de patologías que se manifiestan en las edificaciones es infinita; además de ser un tema muy complejo. Difícilmente se logra determinar con precisión, las causas o motivos de muchas de las manifestaciones que presentan las estructuras; en muchos casos ni siquiera la experiencia de un experto es suficiente para dar una respuesta totalmente certera. Por ejemplo, las causas de aparición de una grieta en una edificación, pueden ser múltiples; algunas veces es posible identificarlas fácilmente, pero otras veces no lo es. Una manera sencilla de clasificar las patologías que se presentan en las edificaciones, es subdividiéndolas según su causa de origen” (Cruz & Johan, 2017)

2.2.1.2 Tipologías y causas.

Las lesiones que puede presentar un edificio suelen ser bastante numerosa, más aún si tenemos en cuenta los diferentes materiales usados en la construcción.

Por esto, las patologías están sub divididas en: físicas, químicas y mecánicas.

2.2.1.2.1 Patologías Físicas. La lesión está basada en hechos físicos, estos pueden ser grietas, fisuras, etc.

2.2.1.2.2 Patologías Mecánicas. Estas lesiones están en función al material frente a las cargas que recibe (tracción, compresión, cortante, etc.).

2.2.1.2.3 Patologías Químicas. El origen en este tipo de lesiones cae en algún tipo de ácidos, sales o álcalis que reaccionen químicamente originando la descomposición del material.

Un ejemplo que se podría mencionar que ocurre en el Edificio Contemporáneo de la Quinta Presa es que se ven fisuras en los muros y elementos estructurales en el segundo nivel, esto podría ser considerado patología física, sin embargo, se está analizando la posibilidad de que sea ocasionado por corrosión. (Cruz & Johan, 2017)

2.2.2 Patología en el Concreto.

El estado endurecido del concreto depende de los siguientes aspectos.

- Composición y propiedades de la mezcla al endurecer.
- Calidad del material.
- Capacidad de los operarios al hacer la mezcla correspondiente.
- El tipo de agregado como lo indique el cálculo estructural para evitar un encajonamiento al momento de mezclar.
- Relación Agua/ Cemento; y la proporción del aditivo si fuera requerido.
- El tipo de cemento tiene que ser el correcto para su uso en respectiva zona.

2.2.2.1 Durabilidad del Concreto.

Es una cualidad que tiene el concreto que se encarga de soportar las condiciones externas para una vida útil más extensas, sin sufrir alguna señal de deterioro. (Cruz & Johan, 2017)

Algunos factores que influyen en la durabilidad son el bajo espesor de recubrimiento o la presencia de grietas; aunque, hay algunos otros que son ocasionados por los materiales usados como:

- Mala elección en el tipo de cementos.
- Minerales presentes.
- Propiedades del agua usada en la mezcla.
- Relación agua cemento.
- Condición del curado de la edificación.

2.2.3 Niveles de Daño en el Concreto.

En la presente investigación se clasifican en tres niveles de daño; estado bueno, estado regular, estado crítico.

- Estado bueno, puede tener presencia de fisuras en elementos no estructurales; estos no ponen en riesgo a los ocupantes.
- Estado Regular, Evidencia de grietas en elementos estructurales y no estructurales, presenta encajonamientos que puede ocasionar el desprendimiento del material. Esto no tiene un peligro mortal al ocupante, sin embargo, se evita las zonas que tenga este tipo de característica.
- Estado Crítico, presencia de agrietamientos en elementos estructurales y no estructurales, tales que, estos hacen que pierda su rigidez. Estos elementos requieren una mayor atención y necesitan ser intervenidos por los ingenieros especializados en estructuras para un mantenimiento de estos.

2.2.4 Ensayos no destructivos.

Estos tienen como objetivo darnos una evaluación de los materiales sin afectar ni física y químicamente a los elementos en cuestión.

Para poder realizar correctamente los ensayos, lo que hay que hacer es seguir los patrones de calibración y parámetros de comparación de los datos para poder determinar un grado de vulnerabilidad de los materiales en cuestión. (Cruz & Johan, 2017)

2.2.4.1 Inspección Visual.

Este método es por el que se comienza a hacer la evaluación de una estructural. Esta inspección detecta fallas que son perceptibles al ojo humano, tales como, en caso del concreto, puede ser grietas o fisuras, en caso del fierro de construcción puede ser la corrosión. (NUCLEOM, 2018)

2.2.4.2 Ensayo de Termografía.

Este ensayo nos permite medir la temperatura de un cuerpo que está a una distancia prudente por su radiación infrarroja. Este ensayo permite ver el calor del cuerpo expresado en colores para el entendimiento del ojo humano.

Estructuralmente es una herramienta muy útil, ya que nos permite localizar defectos de construcción para poder evitar problemas futuros.

Al mostrar las zonas con mayor calor nos permite ver el estado del material en cuestión, por ejemplo, en caso de la madera, nos puede dar algunos vacíos que tiene el material producto de xilófagos que atacan a estas. (Ingenieros Asesores, 2021)

2.2.4.3 Ensayo de Scanner Laser.

Este ensayo de Scanner Laser consiste en la captura de información precisa para calcular sus dimensiones, restaurar su forma y definir la posición del espacio que ocupa.

Estructuralmente nos sirve para poder verificar los aceros horizontales, sus espesores, su posición y poder transmitirlo en los planos estructurales. (ESPACIO BIM , 2023)

2.2.4.4 Ensayo a la Compresión de Núcleos de Concreto.

El ensayo de diamantina nos evidencia la resistencia del concreto, se recomienda extraer probetas en distintos elementos estructurales para un mayor alcance.

Este tipo de ensayo es necesario para poder dar un diagnostico eficaz y certero.

2.2.4.5 Ensayo de Wallscaner.

Este ensayo nos sirve para detectar los aceros en las edificaciones, es usado al momento de extraer muestras de concreto, no dañar el armado de acero.

2.2.4.6 Ensayo de Esclerometría.

El ensayo de esclerometría, mide la resistencia del concreto armado, el que relaciona su índice de rebote “R” que se relaciona con la dureza superficial del concreto armado, con estos dos parámetros se mide la resistencia del concreto armado. (Perugachi, 2021)

2.3 Marco conceptual

Algunos conceptos referidos a las patologías son los siguientes:

2.3.1 Distorsión.

Se considera un desfase no deseado en la estructura.

2.3.2 Eflorescencia.

La principal causa de la eflorescencia es la salina a través del sistema capilar del conjunto de ladrillo – mortero.

2.3.3 Fisura.

Son aperturas minúsculas, estos cambios son expansiones y contracciones del material, por ende, este tiende a fallar.

“Aunque su sintomatología es similar a la de las grietas, su origen y evolución son distintos y en algunos casos se consideran una etapa previa a la aparición de las grietas.” (León & Vera, 2020)

En caso del concreto con acero este tiene la capacidad gracias a su armadura de retener movimientos que sean capaces de deformar el concreto y así se formen posteriormente las fisuras. Estos se clasifican en dos grupos.

- Reflejo Del Soporte.

“Es la fisura que se produce sobre el soporte cuando se da una discontinuidad constructiva, por una junta, por falta de adherencia o por

deformación, cuando el soporte es sometido a un movimiento que no puede resistir” (León & Vera, 2020)

- INHERENTE AL ACABADO.

“En este caso la fisura se produce por movimientos de dilatación-contracción, en el caso de los chapados y de los alicatados, y por retracción, en el caso de morteros” (León & Vera, 2020)

2.3.4 Grietas.

Estos cambios generalmente son por expansiones y contracciones, este elemento en el concreto está restringido, esto origina que las fuerzas busquen salir.

“Se trata de aberturas longitudinales que afectan a todo el espesor de un elemento constructivo, estructural o de cerramiento” (León & Vera, 2020)

“Además, la grieta es el resultado, de la rotura de los materiales de relleno del marco por tracción, y se manifiesta en la línea de la isostática de máxima comprensión. En la práctica estas líneas de rotura aparecen en forma de parábolas, más o menos abierta.” (León & Vera, 2020)

2.3.5 Humedad.

La humedad es enemigo del fierro en construcción, este se origina generalmente por las lluvias abundantes, construcciones sobre terrenos sin impermeabilizar, también en fallas de instalaciones de agua y desagüe.

“además, esta se produce cuando hay una presencia de agua en un porcentaje mayor al considerado como normal en un material o elemento constructivo. La humedad puede llegar a producir variaciones de las características físicas de dicho material” (León & Vera, 2020)

2.3.6 Humedad de filtración.

“Es la procedente del exterior y que penetra en el interior del edificio a través de fachadas o cubiertas y las principales causas de aparición de la humedad por infiltración son la falta de acabado de las esquinas y rincones, la fisuración debida a la dilatación térmica y la falta de sellado de los encuentros de materiales por medio de masillas elastoméricas impermeables” (León & Vera, 2020)

2.3.7 Humedad accidental.

“Es la producida por roturas de conducciones y cañerías y suele provocar focos muy puntuales de humedad. En la Figura 02 podemos ver un claro ejemplo en el fallo de una conducción que no tardará en afectar revoques, ladrillos, carpinterías de madera, yesería y pinturas” (León & Vera, 2020)

2.3.8 Acero Estructural.

Es un material básico usado en la elaboración del casco estructural, este es producido en variedad de formas, grados y espesores, que permite elegir el adecuado para cierto trabajo de estructuración.

“Además, el acero de refuerzo, es una aleación hierro/carbono, que generalmente tiene un acabado superficial en relieve llamado corrugado. El acero estructural es uno de los materiales básicos utilizados en la construcción de estructuras, tales como edificios industriales y comerciales, puentes y muelles. Se produce en una amplia gama de formas y grados, lo que permite una gran flexibilidad en su uso. Es relativamente barato de fabricar y es el material más fuerte y más versátil disponible para la industria de la construcción” (Cruz & Johan, 2017)

2.3.9 Desprendimiento

“Es la separación entre un material de acabado y el soporte al que está aplicado por falta de adherencia entre ambos, y suele producirse como consecuencia de otras lesiones previas, como humedades, deformaciones o grietas.” (León & Vera, 2020)

Estos presentan peligro ya que afectan a los acabados n general o en todo caso a los acabados por elemento, presentando así un potencial riesgo para el viviente de cualquier edificación

2.3.10 Erosiones Mecánicas

“Son las pérdidas de material superficial debidas a esfuerzos mecánicos, como golpes o rozaduras.” (León & Vera, 2020)

Generalmente son halladas en los suelos como pavimentos o pistas, etc. Pero también la podemos encontrar en la tabiquería de una edificación, así como

en la fachada, cornisas debido a las partículas que son transportadas por el viento. (León & Vera, 2020)

2.3.11 Erosión Atmosférica.

“Es la producida por la acción física de los agentes atmosféricos. El viento produce graves erosiones superficiales porque siempre lleva partículas en suspensión. Su efecto puede llegar a hacer irreconocibles las formas esculpidas en la piedra” (León & Vera, 2020)

2.3.12 Armadura

Son elementos estructurales que unidos forman un sistema coplanar estable, estas generalmente son barras con hormigón, esto hace que su resistencia a la flexión incremente.

2.3.13 Cargas

Se denomina cargas a las fuerzas que actúan sobre una estructura determinada, existen, carga viva, carga muerta y carga sísmica.

2.3.14 Cimentación

Se le llama cimentación, a la base de apoyo de las edificaciones, se forma por el suelo y los elementos estructurales de soporte, tales como zapatas o pilotes, para una profundidad mayor a 5 metros se usa pilotes.

2.3.15 Columna

Elemento estructural que soporta las cargas verticales de la edificación, tales como, losas y elementos elevados.

2.3.16 Concreto aligerado

Este concreto es un poco más liviano y se usa para reducir el peso de las estructuras y cargas, también se usa cuando se tiene que hacer un aislamiento térmico o acústico.

2.3.17 Concreto armado

Este concreto viene con una armadura de acero, este hecho puntualmente para resistir esfuerzos de compresión y tracción.

2.3.18 Esfuerzo cortante

Este esfuerzo es una fuerza que esta aplicada de manera vertical en cualquier elemento estructural, tal sea como una viga, columna o losa.

2.3.19 Estribo

Es un elemento estructural que se usa para unir, amarrar, varillas dentro de una viga o columna, elemento estructural en general, su tarea es que el concreto vaya al interior de elemento sin que se esparza, esto evita una falla estructural.

2.3.20 Flexión

Cuando un elemento se somete a un esfuerzo determinado puede ocasionar un momento flector, y a su vez el elemento se alargaría de manera perpendicular, a este comportamiento se le llama flexión.

2.3.21 Losa nervada

También llamada losa reticular, en estas se colocan los nervios en dos sentidos antes de ser vaciada, esta es formada por vigas de menor tamaño.

2.3.22 Muro

Es una construcción para distribuir espacios, existen muros de cargas, divisorios y de relleno.

2.3.23 Muro de carga

El muro de carga está apoyado en zapatas de cimentación, este ayudara a soportar las cargas de la edificación.

2.3.24 Resistencia del concreto a compresión

Se define como el máximo aguante, la máxima resistencia que tiene el concreto a la carga axial, pasado 28 días se define como $F'c$.

2.3.25 Tensión

Es una fuerza que busca estirar al material, un ejemplo de resistencia es el acero, en cambio el concreto no resiste a esta fuerza.

2.3.26 Torsión

Es una fuerza que busca girar el cuerpo, cuando se gira de extremo a extremo.

2.3.27 Vulnerabilidad.

“Es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo como resultado de la probable ocurrencia de un suceso desastroso” (Cruz & Johan, 2017)

2.3.28 Vulnerabilidad Sísmica.

“Parámetro que nos indica lo propensa que es una construcción a sufrir daños por efecto de un sismo. Se mide por el daño que puede causar un sismo a una construcción” (Cruz & Johan, 2017)

2.3.29 Vigas

Este elemento está diseñado para soportar determinadas cargas de la edificación, estas se colocan de manera horizontal y la dimensión varía según el predimensionamiento.

2.3.30 Zapatas

Es la base de la edificación, trabaja a compresión, estas son de tipo; aisladas y corridas.

2.4 Sistema de hipótesis.

La presente investigación por ser de carácter no experimental – descriptivo, no sugiere el planteamiento de una hipótesis, en todo caso la presentación de los resultados dará solución a los problemas propuestos.

III. METODOLOGÍA EMPLEADA

3.1 Tipo y nivel de investigación

3.1.1 De acuerdo a la orientación o finalidad

Para la presente tesis se empleará el tipo de investigación Aplicativa; debido a que, con conocimientos ya establecidos, se aplicaran para el diagnóstico estructural de una Casona Antigua.

3.1.2 De acuerdo a la técnica de contrastación

Debido a la investigación es una investigación no experimental, también llamada descriptiva.

3.2 Población y muestra de estudio

3.2.1 Población

La población del distrito de Rímac está conformada por una superficie total de 11.87 km². Cuenta con una población total de 174,785 habitantes.

$$M:O$$

$$XY-----\rightarrow M$$

Donde:

M: Jr. Chira y Jr. Presa.

O: Proyectos de restauraciones de edificios antiguos en concreto armado.

3.2.2 Muestra

Teniendo en cuenta que tomamos como nuestra población a los proyectos de restauraciones de edificios antiguos en concreto armado, para la muestra se tomara algo más exacto, por esto tomamos la ubicación de la Quinta de la Presa.

3.3 Diseño de investigación

La presente investigación tendrá tres etapas en cuanto a proceso metodológico hasta el diagnóstico estructural, estas estarán basadas en un análisis cualitativo y descriptivo.

- Sintomatología. Inspeccionar el inmueble e identificar las fisuras y deformaciones presentes en la edificación.
- Diagnóstico. Se llevará a cabo un diagnóstico comenzando por un análisis visual de todo el inmueble, seguido se evaluará el ensayo de resistencia a la compresión de núcleos de concreto, esclerometría, entre otros, los cuales serán explicados a mayor detalle conforme se va desarrollando la presente investigación.
- Tratamiento. Al ser la presente investigación de un diagnóstico, se hace énfasis en los elementos que podrían fallar, sin embargo, también se hará recomendaciones de cómo se podrían tratar las patologías en mención.

3.4 Técnicas e instrumentos de investigación

3.4.1 Diseño de contrastación

Como ya se indicó en un inicio, la presente investigación es no experimental, también llamada investigación descriptiva, en este tipo de

investigación, el investigador no hace cambios en ninguna variable, tan solo observa cambios y luego describe el proceso como se presente.

3.4.2 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Para la presente investigación se usaron dos técnicas principales, las cuales son;

3.4.2.1 Análisis documental. Son documentos que se tiene que recolectaron en la Municipalidad del Rímac y en el Ministerio de Cultura, para esto se usa el instrumento de ficha de recojo.

3.4.2.2 Procesamiento de información. Para un buen cálculo se debe recolectar los planos arquitectónicos para realizar los planos estructurales y cálculos de estado actual.

3.5 Procesamiento y análisis de datos

Se realizaron distintas pruebas y ensayos para determinar los datos necesarios para el diagnóstico, los cuales son:

3.5.1 Informe de mecánica de suelos:

3.5.1.1 Introducción.

El presente estudio fue elaborado en concordancia con la Norma Técnica de Edificación E - 050: Suelos y Cimentaciones, Norma Técnica de Edificación E – 030: Diseño Sismorresistente, Norma Técnica de Edificación E – 060: Concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones y CE.010 Pavimentos Urbanos según lo señalado en el Manual de Ensayos de Laboratorio del MTC.

Para la realización de dicho estudio se realizó los trabajos de campo con el personal profesional calificado en el mes de mayo del año en curso en las instalaciones de la Quinta Presa en el Distrito del Rímac, Provincia de Lima, Departamento de Lima.

En el trabajo de campo se realizaron 03 calicatas con fines de cimentación, hasta la profundidad de 3.00 m. Y en cada calicata se realizó el ensayo de densidad de campo in situ. Además, se realizó el Estudio Geofísico, en cada área de intervención.

Esto se llevó a cabo en las zonas denominadas áreas de intervención, señaladas e identificadas en los TDR por la parte contratante. De todo ello hubo el

análisis de ensayos en el laboratorio indicado en el presente informe para así poder realizar un tratamiento de datos y resultados para la obtención de las características y propiedades del terreno de cimentación.

3.5.1.2 Generalidades

3.5.1.2.1 Objetivos. Se ha contemplado lo siguiente:

- Realizar el Estudio de Mecánica de Suelos, para Fines de Cimentación para el informe de tesis titulada: “Diagnostico estructural para el reforzamiento para el edificio contemporáneo de la casona quinta presa del Rímac”.
- Generar información relevante que permita elaborar el posible diseño de las cimentaciones de las estructuras proyectadas en la zona de intervención.
- Determinar las características geotécnicas del suelo de fundación.

3.5.1.3 Normatividad. Nos dice lo siguiente:

El presente estudio fue elaborado en concordancia con la Norma Técnica de Edificación E - 050: Suelos y Cimentaciones, Norma Técnica de Edificación E – 030: Diseño Sismorresistente, Norma Técnica de Edificación E – 060: Concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones y CE.010 Pavimentos Urbanos según lo señalado en el Manual de Ensayos de Laboratorio del MTC, aplicables a los procedimientos técnicos, pruebas y ensayos requeridos.

3.5.1.4 Condición climática y altitud de la zona. Tenemos lo siguiente:

El distrito del Rímac se considera que tiene un clima desértico. El clima aquí se clasifica como BWh (Desértico – cálido) por el sistema Köppen-Geiger. La temperatura promedio en el distrito del Rímac es 18.9 °C.

Las temperaturas son más altas en el mes de febrero, alrededor de 22.1 °C. Las temperaturas son más bajas en los meses de julio y agosto, con temperatura de 12.0 °C. La temperatura media es de 18.9 °C.

La menor cantidad de lluvia ocurre en los meses de diciembre a abril. Siendo la precipitación promedio en estos meses de 9 mm. La precipitación media anual es de 16 mm.

El periodo más óptimo para la construcción es de diciembre a abril debido a la presencia del verano, con temperaturas óptimas.

Tabla 1.

Registro de Temperatura, precipitación y altitud del área en estudio.

	Mes	Temperatura
Temperatura Máxima	Febrero	22.1 °C
Temperatura Mínima	Julio	12 °C
		Precipitación
Precipitación Media Anual		16 mm
Altitud		145 msnm

Fuente. SENAMHI

3.5.1.5 Geología sismicidad del área de estudio. Tenemos lo siguiente:

3.5.1.5.1 Condiciones geológicas. Según las cartas geológicas del INGEMMET, la Quinta Presa se ubica en el Cuadrángulo de Lima (25-i). El plano del Cuadrángulo de Lima (25-i) se adjunta en el anexo VI (Planos y Figuras).

El área de estudio se encuentra en la Llanura pre-andina definida como una faja que se extiende entre la línea de la Cordillera de la Costa y la Cordillera Occidental cuyos anchos varían entre 20 y 100 Km, presentando elevaciones que van de 50 a 1500 msnm con relieves moderados y clima desértico.

Presenta depósitos cuaternarios eólicos y aluviales de los ríos que drenan de la Cordillera Occidental. La Planicie costanera y Cono deyectivo, es la zona comprendida entre el borde litoral y las estribaciones de la Cordillera Occidental, la cual, está constituida por una faja angosta de territorio paralela a la línea de costa adquiriendo mayor amplitud en los valles de los ríos Chillón y Rímac. Constituyen amplias superficies cubiertas por gravas y arenas provenientes del transporte y sedimentación de los ríos Rímac y Chillón y por arenas provenientes

del acarreo eólico desde las playas, por vientos que corren con direcciones SO a NE.

El cono aluvial del río Rímac constituye una planicie donde se asienta parte del Distrito de Rimac, lo que fue una depresión ahora rellena por cantos rodados, gravas, arenas y arcillas formando un potente apilamiento cuyo grosor completo se desconoce. El área en estudio se ha emplazado en la Llanura de la Costa, que representa una de las principales unidades geo morfo estructurales que se distribuyen en el territorio peruano. Esta unidad se extiende en la región geográfica denominada Costa, se caracteriza por cubrir una amplia planicie y están recortadas por el río Chillón y al Este está representada por el flanco occidental de la cordillera de los Andes.

El área se encuentra en una zona de lento levantamiento terrestre que ha logrado configurar distintos relieves por la acción de las aguas superficiales, y la actividad antrópica.

Tabla 2.

Simbología

Ki-m	Formación Morro Solar
Ks-bc/sr-mgr	Súper Unidad Santa Rosa
Ks-bc/pt-gbdi	Súper Unidad Patap
Qp-al	Depósitos aluviales antiguos
Qh-al	Depósitos aluviales recientes

Grupo Morro Solar

Comprende la Formación Herradura y la Formación Marcavilca.

La Formación Herradura, Descansa concordante sobre la Formación Salto del Frayle e infrayace igualmente concordante a la Formación Marcavilca, se supone que la parte inferior de esta formación debe encontrarse en contacto

transicional, directamente sobre la Formación Cerro Blanco. Litológicamente presenta areniscas cuarzosas, en parte verdosa amarillentas, laminadas con estratificación delgada y gruesa, seguido de lutitas gris a negras, intemperizando a marrón rojizo. Las rocas de esta formación se ubican al Oeste y NO del Distrito del Rímac.

Súper unidad Patap

Esta unidad se constituye de cuerpos de gabros y dioritas, los cuerpos de gabro presentan en sus partes marginales gradación a una diorita básica de color oscuro por los ferromagnesianos que contiene y que la hacen diferente a las dioritas de las otras súper unidades, mostrando en su parte interna variaciones complejas de anfíboles y piroxenos.

Las dioritas presentan texturas holocristalinas, resaltando las plagioclasas, así como hornblendas también muestran adiciones de cuarzo en los contactos con las tonalitas de Súper unidad Santa Rosa.

Sus contactos con los cuerpos ácidos que los instruye son verticales y bien nítidos formando cerros más informes, además de cuerpos prismáticos y tabulares.

Súper unidad Santa Rosa

Esta súper unidad se constituye de cuerpos tonalíticos - dioríticos y tonalítico - granodioríticos, emplazándose con posterioridad a los gabros y dioritas de la Súper unidad Patap a los que intruye con contactos definidos y casi verticales. Asimismo, instruye a las secuencias del grupo Casma (Volcánicos Huarangal).

Los cuerpos de tonalita-diorita se presentan constituyendo la parte central de esta Súper unidad con un marcado color oscuro. Los contactos entre las tonalitas claras y oscuras son gradacionales por disminución del cuarzo y aumento de los ferromagnesianos, especialmente clinopiroxenos pasando de tonalitas a dioritas.

Depósitos aluviales

Estos depósitos en el área de estudio, son depósitos aluviales pleistocénicos.

Estas acumulaciones aluviales desérticas provienen de quebradas como la de Canto Grande.

Su litología comprende conglomerados, conteniendo cantos de diferentes tipos de rocas especialmente intrusivas y volcánicas, gravas sub angulosas cuando estas han tenido muy poco transporte; contienen estos depósitos aluviales arenas de diferente granulometría y en menor proporción limos y arcillas, todos estos materiales se encuentran intercalados.

Las rocas ígneas del área pertenecen al Batolito de la Costa. Según su antigüedad, las rocas observadas pertenecen a las súper unidades Patap y Santa Rosa.

La súper unidad Patap está constituido por gabros y dioritas, las más antiguas del Batolito. Los gabros tienen minerales que varían texturalmente de grano medio a grueso conteniendo plagioclasas en un 30%. Intruyen a las rocas sedimentarias y volcánicas del Mesozoico a las que metamorfizan. Las dioritas presentan un color gris oscuro con grano fino a medio, muestran adiciones de cuarzo en los contactos con las tonalitas de la súper unidad Santa Rosa.

Marco Geológico Local

La geología local ha permitido delinear el límite del contorno de las unidades litológicas en base a las observaciones de campo en sitios tales como afloramientos rocosos, calicatas y trincheras aperturadas para el estudio. En mayor porcentaje se encuentran rocas ígneas intrusivas. Estas rocas son mayormente granodioritas, tonalitas y granitos, que pertenecen geológicamente a la Súper Unidad Santa Rosa y Patap. Se encuentran fracturadas y falladas, con diversos grados de intemperismo supérgeno. Se encuentran al Norte y al Este del distrito, forman los cerros de mayor altura.

Depósitos Cuaternarios

De acuerdo a la carta geológica nacional, los depósitos Cuaternarios a nivel regional están representados por los depósitos aluviales antiguos y recientes.

Depósitos Aluviales Antiguos (Qp-al)

Estos depósitos se constituyen por materiales polimícticos de tamaño variado que van desde arcillas hasta gravas moderadamente clasificadas. A los depósitos aluviales antiguos se les atribuye una edad Pleistocénica.

Están representados por acumulaciones aluviales desérticas provenientes de quebradas y afluentes que en la actualidad están secos; además, en muchos de estos se ha producido huayco en el pasado, los cuales originaron corrientes lodosas y huaycos.

Depósitos Aluviales Recientes (Qh-al)

Están constituidos por la acumulación de materiales en el lecho de ríos y en las paredes laterales de las quebradas, estando constituidas por materiales polimícticos de tamaño variado desde arcillas hasta gravas moderadamente clasificados. Se les atribuye una edad Holocénica.

3.5.1.5.2 Geodinámica externa. Esta parte del estudio, tiene como finalidad definir las condiciones de riesgo, condición latente que anuncia la probabilidad de daños y pérdidas que presenta el área de estudio, los servicios, las infraestructuras y los recursos en la zona, particularmente nos enfocaremos en este punto a los fenómenos de geodinámica externa, ligadas con el clima, es decir que tengan que ver con el viento, agua, hielo, entre otros.

La ocurrencia de los fenómenos de Geodinámica Externa está dada por los factores topográficos (pendiente del terreno, altitud), climatológicos, litológicos, estratigráficos y antrópicos. Específicamente, la zona de estudio, presenta la ocurrencia de fenómenos de Geodinámica Externa de baja magnitud, ya que se ubica en terreno plano con pendiente desde muy suave a suave (0° a 10°), cuyo suelo de fundación está conformado por depósitos aluviales, materiales disgregados, acarreados por las aguas del río Rímac, constituidos por terrenos sobre depósitos cuaternarios de origen aluvial.

3.5.1.5.3 Geodinámica interna. En caso de la geodinámica interna mencionamos principalmente a eventos sísmicos. El distrito del Rimac, en general, tiene un grado de peligrosidad media a alta según el INGEMMET, por ser una zona asociada con áreas de muy alta susceptibilidad, en donde las aceleraciones sísmicas son relativamente de media a altas.

3.5.1.5.4 Peligro sísmico. El territorio peruano se presenta muy accidentado debido principalmente al proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana. Este proceso da origen a un gran número de sismos de diferentes magnitudes con focos a diversos niveles de profundidad y que han producido en superficie distintos grados de destrucción. Estos sismos son parte de la principal fuente sismogénica en razón a que en ella se han producido los sismos de mayor tamaño conocidos en Perú. Una segunda fuente la constituye la zona continental cuya deformación ha provocado la formación de fallas de diversas longitudes con la consecuente ocurrencia de sismos de magnitudes menores en tamaño a los que se producen en la primera fuente.

La historia sobre los acontecimientos sísmicos ocurridos en Perú ha sido descrita con detalle en el trabajo de Silgado (1978), quien presenta una vasta información de los sismos históricos importantes que produjeron diversos niveles de daño en las ciudades y localidades ubicadas en el Perú.

El sismo del 31 de mayo de 1970 fue uno de los más catastróficos ocurridos en el Perú. Su epicentro se halló frente a las costas de las ciudades de Casma y Chimbote, en el océano Pacífico. Su magnitud fue de 7,5 grados en la escala de Richter y alcanzó una intensidad de VIII en la escala de Mercalli. Produjo además un violento aluvión en las ciudades de Yungay y Ranrahirca.

Tabla 3.*Datos macrosísmicos en el Perú*

FECHA	INTENSIDAD	EPICENTRO	IMPACTOS
24-May-1940	VII-VIII MM	120 km NO de Lima	179 muertos y 3500 heridos
24-Ago-1942	IX MM	110 Km NO de Nazca	30 muertos
06-Ago-1945	VII MM	Moyobamba	
10-Nov-1946	XI MM	Quiches –	
01-Nov-1947	X MM	Ancash	
28-May-1948	VII MM	Satipo	
21-May-1950	VIII MM	Cañete	
10-Dic-1950	VII MM	Cuzco	
12-Dic-1953	VIII MM	Ica	
15-Ene-1958	VIII MM	Corrales, Tumbes	
13-Ene-1960	VIII MM	Arequipa	
17-Oct-1966	VIII MM	Arequipa	
19-Jun-1968	XMM	230 Km NO de Lima	100 muertos

01-Oct-1969		Angaisha – Moyobamba	
31-May-1970	XI MM		
10-Dic-1970	VIII-IX MM	Huaytapallana –	70000 muertos
20-Mar-1972	IX MM	JunínChimbote y	
03-Oct-1974	VIII MM	Casma Tumbes	
16-Feb-1979	IX MM	Juanjui	78 muertos
03-Jun-1980	VII MM	90 Km SO de Lima	
10-Nov-1980	VII MM	Arequipa	
18-Abr-1981	VII MM	Cuzco	
18-Abr-1993	VII MM	Ayacucho	
	VI MM	Ayacucho	
12-Nov-1996		55 Km NE de Lima	8 muertos y 55 heridos
23-Jun-2001	VII MM		17 muertos
15-Ago-2007	VII-VIII MM	135 Km SO de Nazca	35 muertos
	VII MM	82 Km NO de Ocoña	
28-Oct-2011		60 Km Al Oeste de Pisco, en el mar	500 muertos y 80000 damnificados
	VII MM		
30-Ene-2012		117 km al suroeste de Ica	1 muerto y 103 heridos
	VI MM		
27-Set-2014		47 km al suroeste de Ica	224 heridos y 1800 damnificados
	VI MM		
			8 muertos y 530 damnificados
		4 kilómetros al oeste de Paruro, Cusco	

Nota. La evaluación de las propiedades del subsuelo tales como características geotécnicas, elaborada en base a estudios de geología, geomorfología, nivel freático y mecánica de suelos y el registro de anteriores sismos, han delimitado zonas con características similares con valores probables de intensidades sísmicas para diversos sectores de los distritos de Lima. Es indudable que las intensidades sísmicas más altas se registrarán en los suelos en estado más sueltos y de capacidades portantes bajas.

3.5.1.6 Estudio geotécnico en el área de estudio

3.5.1.6.1 Procedimiento de ensayos en campo.

Se ubicaron las zonas a intervenir y acto seguido se realizaron 03 calicatas a cielo abierto (C1, C2 y C3), de forma manual, las cuales fueron excavadas con fines de cimentación hasta una profundidad de 3.00 m. En cada una de ellas se realizó el ensayo de densidad de campo por el método de Cono de Arena según la NTP 339.143 (ASTM D1556). Para ello, se procedió a realizar lo siguiente: Se excavó un orificio, en la parte inferior de la calicata, a la profundidad estimada de 3.00 m.

- Se procedió a pesar la masa del material extraído del orificio.
- Se procedió a tamizar en la malla 3/4", el material extraído del orificio.
- Se procedió a pesar la masa retenida en el tamiz de 3/4".
- Se procedió a pesar la masa total del cono con la arena de densidad conocida (arena estandarizada compuesta por partículas cuarzosas, no cementadas, de granulometría redondeada).
- Luego se colocó el cono, de manera invertida sobre el orificio y se abrió la válvula de este para dejar caer la arena de densidad conocida, hasta llenar el orificio.
- Se procedió a pesar la masa del cono con la arena restante de densidad conocida.
- Por último, se procedió a determinar la humedad del terreno, in situ.

Todo esto a fin de determinar la densidad del suelo de fundación.

Por otra parte, para realizar los ensayos geofísicos se utilizó el equipo microtremor para realizar la toma de información de los perfiles del subsuelo de forma indirecta. Para esto, el operador se estacionó con el equipo en 05 puntos específicos, ubicados en cada zona de intervención, empezando primero a posicionar el equipo, estabilizándolo en la banda comprendida de 0.1 a 10 Hz. A partir de ello, se inicia a monitorear durante 15 minutos las vibraciones ambientales, inducidas en el suelo, ocasionadas por fuentes naturales y artificiales mediante el análisis de dispersión para así determinar el perfil de velocidades de ondas S (V_s) y así definir los parámetros deformacionales, elásticos, así como el periodo de vibración fundamental del terreno. Una vez

concluido el tiempo especificado, se procede a retirar el equipo y posicionarse en el siguiente punto de la zona a intervenir.

3.5.1.6.2 Investigación en campo. Se realizaron 03 calicatas a cielo abierto (C1, C2 y C3), de forma manual, las cuales fueron excavadas con fines de cimentación hasta una profundidad de 3.00 m.

Para realizar los ensayos en el Laboratorio, se tomaron muestras, de manera alterada (Mab), según la NTP 339.151 (ASTM D4220). las cuales se colocaron sobre una bolsa hermética, para de esa manera mantener sus propiedades y ser transportadas cuidadosamente al laboratorio.

Por otro lado, se realizaron ensayos geofísicos, en 05 puntos de medición, con la finalidad de definir los parámetros deformacionales, elásticos, así como el periodo de vibración fundamental del terreno. A partir de la interpretación de estos ensayos se determinaron los perfiles geosísmicos del terreno. El Estudio Geofísico se presenta en el Anexo I del presente informe.

Para la descripción e identificación de suelos (Procedimiento visual - manual) y la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS) se tomó en cuenta la NTP 339.150 (ASTM D 2488) y la NTP 339.134 (ASTM D 2487), respectivamente.

3.5.1.6.3 Ensayos de laboratorio. En el presente estudio se realizaron los siguientes ensayos, avalados por la Norma Técnica de Edificación E.050, Suelos y Cimentaciones, y CE.010 Pavimentos Urbanos según lo señalado en el Manual de Ensayos de Laboratorio del MTC, aplicables a los procedimientos técnicos, pruebas y ensayos requeridos.

▪ Análisis granulométrico	NTP 339.128 (ASTM D 422)
▪ Contenido de humedad	NTP 339.127 (ASTM D 2216)
▪ Límite líquido y límite plástico	NTP 339.129 (ASTM D 4318)
▪ Clasificación suelos (SUCS)	NTP 339.134 (ASTM D 2487)
▪ Densidad mínima	NTP 339.138
▪ Densidad máxima	NTP 33.137
▪ Ensayo de Proctor	MTC E 115 - 2000
▪ Ensayo de CBR	MTC E 132 – 2000
▪ pH	Método potenciométrico
▪ Contenido de sulfatos	NTP 339.178
▪ Contenido de sales solubles	NTP 339.152
▪ Contenido de cloruros	NTP 339.177

3.5.1.6.4 Investigación preliminar. Tenemos las siguientes:

Condiciones de frontera del área de estudio.

La Quinta Presa se encuentra ubicada en el distrito del Rimac, provincia de Lima, Departamento de Lima. Las cimentaciones de las edificaciones situados en la frontera de la zona de estudio son de tipo superficial. El número de pisos de las edificaciones situados en la frontera de la zona de estudio se encuentran construidas de uno y dos pisos.

Cantidad de puntos a investigar.

Se realizaron 03 calicatas a cielo abierto (C1, C2 y C3), de forma manual, las cuales fueron excavadas con fines de cimentación hasta una profundidad de 3.00 m.

Profundidad mínima de alcance

Se muestra el siguiente cálculo, de las 03 calicatas que fueron excavadas con fines de cimentación, para hallar la profundidad mínima de alcance:

Tabla 4

Parámetros.

P (m)	=	Df + Z
Z (m)	=	1.5*B
B (m)	=	1.2
Z (m)	=	1.5*1.2 = 1.80
Df (m)	=	1.20
P (m)	=	3.00

Nota. Por lo tanto, se tiene una profundidad mínima de alcance de tres metros.

Distribución de calicatas y sondajes.

El plano de ubicación de calicatas y ensayos geofísicos que se realizaron en el presente estudio, se muestran en el Anexo VI (Planos y Figuras).

Tabla 5.

Ubicación de exploraciones geotécnicas y geofísicas.

IDENTIFICACIÓN		MUESTRAS	UBICACIÓN (DATUM Y ZONA)		
CALICATA	PROFUNDIDAD (m)	UNIDADES	ESTE	NORTE	COTA (msnm)
C-1	0.00 - 3.00	1	278734.3	8668646.3	144
C-2	0.00 - 3.00	1	278743.3	8668692.5	144

C-3	0.00 - 3.00	1	278709.4	8668654.1	144
-----	-------------	---	----------	-----------	-----

Tabla 6.

Profundidad de las exploraciones.

IDENTIFICACIÓN		UBICACIÓN (DATUM Y ZONA)		
ENSAYO GEOFÍSICO	PROFUNDIDAD (m)	ESTE	NORTE	COTA (msnm)
MT-01	0.00 – 55.00	278738.5	8668645.1	144
MT-02	0.00 – 55.00	278744.2	8668691.9	144
MT-03	0.00 – 55.00	278710.3	8668652.9	144
MT-04	0.00 – 55.00	278700.6	8668615.3	144
MT-05	0.00 – 55.00	278696.2	8668636.2	144

Ejecución en campo.

Por cada exploración realizada se tomaron las muestras más representativas, teniendo en consideración según la NTP 339.151 (ASTM D4220) si es una muestra alterada. Por otro lado, se realizaron ensayos in situ.

3.5.1.7 Clasificación de suelos

3.5.1.7.1 Resultados de ensayos. Los resultados de los Ensayos realizados en el Laboratorio de Mecánica de suelos, para el presente estudio, son los siguientes:

Tabla 7.

Análisis granulométrico.

IDENTIFICACIÓN		PROF. (m)	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO					CONTENIDO		
CALICATA	MUESTRA		3/4"	N° 4	N° 10	N° 40	N° 200	GRAVA (%)	ARENA (%)	FINO (%)
C – 1	M – 1	3.00	78.1	49.0	40.2	15.6	2.9	51.00	46.15	2.85
C – 2	M – 1	3.00	77.6	50.1	40.1	17.5	8.2	49.87	41.89	8.24
C – 3	M – 1	3.00	78.7	51.1	40.9	19.4	8.7	48.91	42.36	8.73

Tabla 8.

Limites Plásticos.

IDENTIFICACIÓN			LÍMITES DE PLASTICIDAD			HUMEDAD NATURAL (%)	CLASIFICACIÓN	
CALICATA	MUESTRA	PROF. (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)		SUCS	AASHTO
C - 1	M - 1	3.00	NP	NP	NP	3.5	GP	A-1-a (0)
C - 2	M - 1	3.00	NP	NP	NP	1.6	GP-GM	A-1-a (0)
C - 3	M - 1	3.00	NP	NP	NP	3.7	GP-GM	A-1-a (0)

Tabla 9.

Proctor

CALICATA	MUESTRA	D. MÍN. (g/cm ³)	PROCTOR		CBR 0.1"	
			D. MÁX. (g/cm ³)	H. ÓPT. (%)	al 100% de MDS	al 95% de MDS
C - 1	M - 1	1.845	2.116	6.9	81.1	61.1
C - 2	M - 1	1.856	2.119	5.9	80.5	60.6
C - 3	M - 1	1.851	2.113	6.1	84.1	63.4

Los resultados de los ensayos in situ, para el presente estudio son los siguientes:

ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO
(NORMA ASTM D-1556 AASHTO T-191 NTP 339.143)

Nº DE ENSAYO		1	2	3
CALICATA		C- 1	C- 2	C- 3
MUESTRA		M-1	M-1	M-1
PROFUNDIDAD		3.00 m	3.00 m	3.00 m
Peso del frasco + arena (inicio)	g	7629.0	6860.0	6550.0
Peso del frasco + arena (fin)	g	2624.0	1630.0	1520.0
Peso de arena empleada	g	5005.0	5230.0	5030.0
Peso de arena en el cono	g	1746.0	1746.0	1746.0
Peso de arena en la excavación	g	3259.0	3484.0	3284.0
Densidad de la arena	g/cm ³	1.41	1.41	1.41
Volumen del material extraído	cm ³	2311.3	2470.9	2329.1
Peso del suelo	g	4990.0	5010.0	4870.0
Peso retenido en la malla 3/4"	g	1144.0	263.2	259.4
Peso específico de la grava	gr/cm ³	2.58	2.58	2.58
Volumen de la grava	cm ³	443.6	102.1	100.6
Peso de finos	g	3846.0	4746.8	4610.6
Volumen de finos	cm ³	1867.8	2368.9	2228.5
Contenido de Humedad	%	SPEEDY 3.2	SPEEDY 0.3	SPEEDY 3.8
Densidad húmeda	gr/cm ³	2.059	2.004	2.069
Densidad seca	gr/cm ³	1.995	1.998	1.993

3.5.1.7.2 Perfil estratigráfico. Después de haber realizado las excavaciones de las calicatas a cielo abierto y ensayos de densidad de campo y habiendo analizado las muestras representativas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, se pudo identificar visualmente, realizando un exhaustivo registro de excavación, que el área en estudio está conformada por grava limosa pobremente graduada. El resumen de exploración del área de estudio es:

Tabla 10.

Breve resumen de clasificación SUCS

Identif.	Prof.	Muestra	Prof. de Estrato (m)	Clasificación SUCS
C – 1	3.00 m	Vegetación M – 1	0.00 – 0.05 0.05 – 3.00	GP
C – 2	3.00 m	Suelo Orgánico M – 1	0.00 – 0.05 0.05 – 3.00	GP - GM
C – 3	3.00 m	Vegetación M – 1	0.00 – 0.05 0.05 – 3.00	GP - GM

3.5.1.7.3 Condiciones hidrogeológicas. A la fecha de la ejecución de los trabajos de campo, después de la realización de las calicatas con fines de cimentación (C-1, C-2 y C-3), no se encontró la presencia del Nivel Freático.

IDENTIFICACIÓN		NIVEL DE AGUAS SUBTERRÁNEAS	
POZO N°	PROFUNDIDAD (m)	ALTURAS DE FILTRACIONES (m)	DESCRIPCIÓN
C – 1	3.00	-	No existe filtraciones hasta la profundidad señalada
C – 2	3.00	-	No existe filtraciones hasta la profundidad señalada
C - 3	3.00	-	No existe filtraciones hasta la profundidad señalada

3.5.1.7.4 Identificación de zonas potencialmente peligrosas. Debido a la caracterización del suelo del área de estudio se pudo constatar que no existen zonas potencialmente peligrosas por zona geotécnica.

3.5.1.8 Análisis de cimentación

3.5.1.8.1 Profundidad de cimentación. Debido a las condiciones del suelo encontrado, se recomienda que la profundidad a la cual debe apoyarse la cimentación debe tener una profundidad mínima de 1.00 m.

3.5.1.8.2 Tipo de cimentación. Se recomienda una cimentación superficial, con la consigna que el Ingeniero residente deberá adecuarlos según su diseño y proyecto, ya sea con cimientos corridos, zapatas aisladas o zapatas conectadas con viga de cimentación, según corresponda y a la profundidad mínima indicada en el ítem 8.1.

3.5.1.8.3 Capacidad admisible de carga. La capacidad admisible de carga se desarrollará asumiendo una falla por corte general, ya que es la condición más crítica de diseño debido a que si la carga de la estructura se incrementa lo suficiente, se forman en el suelo superficies de deslizamiento, a lo largo de las cuales se sobrepasa la resistencia al esfuerzo cortante finalmente se producirá una falla violenta. Además, el suelo de fundación es suelo granular incompresible, denso y de consistencia dura a rígida.

Cimentación cuadrada

La capacidad admisible de carga se ha determinado, utilizando el Criterio de Terzaghi – Peck (1967) con factores de capacidad de carga y corrección de forma dados por Vesic (1973), según el cual la capacidad última se determina mediante la siguiente ecuación:

Tabla 11.

Formula de capacidad admisible.

$$Q_{ult} = c N_c S_c + \gamma D_f N_q S_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

$$Q_{adm} = Q_{ult} / F_s$$

Donde:

Q_{ult} : Capacidad última de carga

Q_{adm} : Capacidad admisible de carga

$S_c S_\gamma S_q$: Factores de corrección de forma

$N_c N_\gamma N_q$: Factores de capacidad de carga

F_s : Factor de seguridad

γ : Densidad Natural

c : Cohesión

ϕ : Ángulo de fricción

D_f : Profundidad de cimiento

B : Ancho de la cimentación

L : Largo de la cimentación

Ilustración 1.

Factores de capacidad de carga.

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA (VESIC, 1973)

ϕ	Nc	Nq	N _γ	Nq/Nc	tg ϕ
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00

Para el presente estudio, se obtendrá el ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión (c) por medio de correlaciones. Para ello es necesario calcular la Densidad Relativa (Dr), de la siguiente manera:

Ilustración 2.

Formula Dr.

$$DR = \gamma_{d \max} * (\gamma_d - \gamma_{d \min}) / (\gamma_d * (\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}) * 100 (\%)$$

Donde:

Y_d máx : Densidad máxima del suelo

Y_d mín : Densidad mínima del suelo

γ_d : Densidad de campo (in situ)

Por lo tanto, se obtiene:

Ilustración 3.

Densidades por calicata.

Calicata	Densidad Máxima (g/cm ³)	Densidad de Campo (g/cm ³)	Densidad Mínima (g/cm ³)	Densidad Relativa (%)
C-1	2.116	1.995	1.845	58.71
C-2	2.119	1.998	1.856	57.26
C-3	2.113	1.993	1.851	57.46

Utilizando el siguiente gráfico, se obtiene un valor de N igual a 30, para el valor más desfavorable de Densidad Relativa ($D_r=57.26$).

Conociendo el valor de N; se utiliza la siguiente tabla (Karol – 1960), para encontrar los valores del ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión (c) gráfico.

Ilustración 4.

Valores de ángulo de fricción.

Soil Type and SPT Blow Counts	Undisturbed Soil	
	Cohesion (psf)	Friction Angle (°)
Cohesive soils		
Very soft (<2)	250	0
Soft (2–4)	250–500	0
Firm (4–8)	500–1,000	0
Stiff (8–15)	1,000–2,000	0
Very stiff (15–30)	2,000–4,000	0
Hard (>30)	4,000	0
Cohesionless soils		
Loose (<10)	0	28
Medium (10–30)	0	28–30
Dense (>30)	0	32
Intermediate soils		
Loose (<10)	100	8
Medium (10–30)	100–1,000	8–12
Dense (>30)	1,000	12

Por lo tanto, para $10 < N < 30$, los valores del ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión (c), serían:

$$C = 0.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 29^\circ$$

Entonces, se tendría:

Tabla 12.

Factores.

Fs	γ (kg/cm ³)	c (kg/cm ²)	\emptyset (^o)	D _f (m)	B (m)	L (m)
3	1.99 x 10 ⁻³ kg/cm ³	0.02	29.0	1.00	1.00	1.00

Por lo tanto, los factores de capacidad de carga (según la tabla de Vesic) y los factores de corrección de forma, son:

Tabla 13.

Factores de capacidad de carga.

N _c	N _q	N _r	S _c	S _q	S _r
27.85	16.44	19.33	1.590	1.554	0.600

Por lo tanto, reemplazando los valores, se obtiene:

$$Q_{ult} = 7.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_m = 2.37 \text{ kg/cm}^2$$

Cimentación corrida (Zapata corrida)

Para los Cimientos Corridos aplicando también el criterio de Terzaghi, tenemos que la Capacidad Admisibile de Carga, será:

Tabla 14.

Formula de capacidad admisible.

$$Q_{ult} = c N_c S_c + \gamma D_f N_q S_q + 0.5 \gamma B N_r S_r$$

$$Q_{adm} = Q_{ult} / F_s$$

Donde:

Qult	:	Capacidad última de carga
Qadm	:	Capacidad admisible de carga
Sc Sr Sq	:	Factores de corrección de forma
Nc Nr Nq	:	Factores de capacidad de carga
Fs	:	Factor de seguridad
γ	:	Densidad Natural
c	:	Cohesión
ϕ	:	Ángulo de fricción
Df	:	Profundidad de cimiento
B	:	Ancho de la cimentación

Del presente estudio, se tiene:

Tabla 15.

Factores.

Fs	γ (kg/cm ³)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)	Df (m)	B (m)
3	1.99×10^{-3} kg/cm ³	0.02	29.0	1.00	$\frac{1.0}{0}$

Los factores de capacidad de carga (según la tabla de Vesic) y los factores de corrección de forma, son:

Nc	Nq	Nr	Sc	Sq	Sr
27.85	16.44	19.33	1.00	1.00	1.00

Por lo tanto, reemplazando valores, se obtiene:

$$Qult = 5.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$Qadm = 1.92 \text{ kg/cm}^2$$

Cimentación rectangular.

La capacidad admisible de carga para se ha determinado, utilizando el Criterio de Terzaghi – Peck (1967) con factores de capacidad de carga y corrección de forma dados por Vesic (1973), según el cual la capacidad última de carga se expresa, mediante la siguiente ecuación.

Tabla 16.*Formula de capacidad admisible.*

$$Q_{ult} = c N_c S_c + \gamma D_f N_q S_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

$$Q_{adm} = Q_{ult} / F_s$$

Donde:

Q_{ult} : Capacidad última de cargaQ_{adm} : Capacidad admisible de cargaS_c S_γ S_q : Factores de corrección de formaN_c N_γ N_q : Factores de capacidad de cargaF_s : Factor de seguridad

γ : Densidad Natural

c : Cohesión

∅ : Ángulo de fricción

D_f : Profundidad de cimiento

B : Ancho de la cimentación

L : Largo de la cimentación

Del presente estudio, se tiene:

Tabla 17.*Factores.*

F _s	γ (kg/cm ³)	c (kg/cm ²)	∅ (°)	D _f (m)	B (m)	L (m)
3	1.99 x 10 ⁻³ kg/cm ³	0.02	29.0	1.00	0.80	1.00

Los factores de capacidad de carga (según la tabla de Vesic) y los factores de corrección de forma, son:

Tabla 18.*Factores de capacidad de carga.*

Nc	Nq	Nr	Sc	Sq	Sr
27.85	16.44	19.33	1.472	1.443	0.680

Por lo tanto, reemplazando los valores, se obtiene:

$$Q_{ult} = 6.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 2.20 \text{ kg/cm}^2$$

El resumen del cálculo de Q_{adm} para una profundidad de cimentación de $D_f = 1.00 \text{ m}$.

Tabla 19.

Cálculo de capacidad admisible.

RESUMEN			
CIMENTACION CUADRADA			
Df (m)	B (m)	L (m)	Qadm (Kg/cm²)
1.00	1.00	1.00	2.37
CIMENTACION CORRIDA			
Df (m)	B (m)	L (m)	Qadm (Kg/cm²)
1.00	1.00	- -	1.92
CIMENTACION RECTANGULAR			
Df (m)	B (m)	L (m)	Qadm (Kg/cm²)
1.00	0.80	1.00	2.20

De igual forma se presenta un cuadro de resumen del cálculo de Q_{adm} para una profundidad de cimentación de $D_f = 1.20 \text{ m}$.

Tabla 20.

Cálculo de capacidad admisible.

RESUMEN			
CIMENTACION CUADRADA			
Df (m)	B (m)	L (m)	Qadm (Kg/cm²)
1.20	1.00	1.00	2.71
CIMENTACION CORRIDA			
Df (m)	B (m)	L (m)	Qadm (Kg/cm²)
1.20	0.80	- -	2.14
CIMENTACION RECTANGULAR			
Df (m)	B (m)	L (m)	Qadm (Kg/cm²)
1.20	0.80	1.00	2.51

De igual forma se presenta un cuadro de resumen del cálculo de Q_{adm} para diferentes profundidades y anchos de cimentación.

Tabla 21.

Cálculo de Q_{adm} .

Profundidad "Df" (m)	ANCHO DE ZAPATA "B" (m)				
	0.80	0.90	0.95	1.00	1.10
1.00	2.30	2.34	2.36	2.37	2.41
1.10	2.47	2.51	2.53	2.54	2.58
1.20	2.64	2.68	2.69	2.71	2.75
1.30	2.81	2.84	2.86	2.88	2.92
1.40	2.98	3.01	3.03	3.05	3.09
1.50	3.15	3.18	3.20	3.22	3.26
1.60	3.32	3.35	3.37	3.39	3.43

3.5.1.8.4 Cálculo de asentamiento. Se calculará en base a la teoría de elasticidad conociendo el tipo de cimentación superficial recomendado utilizando la solución de Boussinesq. El asentamiento inicial elástico, se calculará de la siguiente manera:

Ilustración 5.

Formula de asentamiento.

$$S = \Delta q_s B (1 - u^2) I_w / E_s$$

Donde:

- S : Asentamiento (cm)
- Δq_s : Esfuerzo neto transmitido (Ton/m²)
- B : Ancho de cimentación (m)
- E_s : Módulo de elasticidad (Ton/m²)
- u : Relación de Poisson
- I_w : Factor de influencia, en función de la forma y rigidez de la cimentación

Utilizando los datos reales del suelo de fundación, obtenidos del Estudio geofísico (adjunto en el Anexo I del presente estudio), en la cual debe apoyarse la cimentación. Utilizando para el diseño el valor más desfavorable:

Tabla 22.

Datos obtenidos del perfil unidimensional de ondas de corte y parámetros dinámicos.

ESTRATO (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	u	E (Ton/cm²)	G (Ton/cm²)
0.00 – 5.00	414	214	0.32	1.70	0.64
0.00 – 5.00	759	334	0.38	4.73	1.71
0.00 – 5.00	535	184	0.4	1.71	0.49
			3		
0.00 – 5.00	435	222	0.32	1.85	0.70
0.00 – 5.00	563	277	0.34	3.01	1.12

Nota. Estudio geofísico de la quinta presa.

Teniendo en cuenta los parámetros de Boussinesq:

Tabla 23.

Valores del asentamiento del suelo de cimentación.

		RESUMEN	
		ZAPATA	ZAPATA
		CUADRADA	RECTANGULAR
B (m)		1.00	0.80
Es (Ton/m²)		17000	17000
lw		1.12	1.53
u		0.32	0.32
Df = 1.00 m	Δq_s (Ton/m ²)	23.7	22.0
	Sp (cm)	0.14	0.15
Df = 1.20 m	Δq_s (Ton/m ²)	27.1	25.1
	Sp (cm)	0.16	0.17

Se concluye que los valores del asentamiento del suelo de cimentación, son menores que 1" (2.54 cm). Por lo cual son aceptables.

El valor del asentamiento inmediato calculado debe comprobarse si es inferior a los valores límites tolerables. Según la Norma Técnica de Suelos y Cimentaciones E.050, establece que el asentamiento diferencial no debe ser mayor que el calculado para una distorsión (α) angular prefijada, de acuerdo al tipo de estructura, así como la naturaleza del terreno. Luego para el tipo de estructura proyectado, se espera una distorsión angular de:

$$\alpha = \Delta / L = 1/500 \text{ (Para estructuras que no se permiten grietas)}$$

Donde:

Δ : Asentamiento Tolerable en c

L: Distancia entre dos columnas extremas α : Distorsión angular

Luego: L= 300 cm, entonces:

El asentamiento Tolerable es: $\Delta = 300/500 = 0.60$ cm Por lo tanto, se tiene que: $0.17 \text{ cm} < 0.60 \text{ cm}$

Por lo tanto, el asentamiento instantáneo a producirse es tolerable.

3.5.1.8.5 Cálculo del coeficiente de balasto. Para calcular el coeficiente de balasto se supone al terreno como un conjunto infinito de muelles situados bajo la cimentación, la constante de deformación de cada muelle es justamente el módulo de balasto (K_s).

Se utilizó la fórmula de Vesic, la cual se basa en las propiedades del terreno como son el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson, teniendo la siguiente ecuación:

$$K_s = E_s/B (1 - u^2)$$

Dónde:

K_s : Coeficiente de balasto.

Del estudio geofísico, se obtiene los siguientes datos:

Tabla 24.

Datos de estudio geofísico.

Ancho de cimentación	:	B	=	1.00 m
Módulo de elasticidad	:	E_s	=	17000 Ton/m ²
Relación de Poisson	:	u	=	0.32

Por lo tanto: $K_s = 18939 \text{ Ton/m}^3$

3.5.1.8.6 Análisis químico. Siempre es necesario tomar las medidas de prevención desde el diseño, selección de materiales, procesos constructivos, protección y mantenimiento. Estas medidas de prevención deben ser más severas en cimentaciones, porque en las estructuras que van a quedar enterradas, es difícil su inspección periódica. Aún, con las medidas consideradas, se hace necesario un buen control en la calidad del concreto, proyectando recubrimientos adecuados, manteniéndolos en todas las superficies. Se debe controlar la contracción del concreto mediante la adecuada selección de sus componentes y de sus proporciones, con procesos de compactación y curado adecuados y, con juntas de construcción bien ubicadas.

Los principales elementos químicos evaluados fueron:

Sulfatos. Acción química sobre el concreto del cimiento.

Cloruros. Acción química sobre el acero del cimiento.

Sales solubles totales. Acción mecánica sobre el cimiento, al ocasionarle asentamientos bruscos por lixiviación (lavado de sales del suelo con el agua).

El Análisis Químico realizado en el suelo de fundación del área de estudio, se muestran a continuación:

Tabla 25.

Resultados del análisis químico en Suelos.

Identif.	Prof. (m)	pH	Sales Totales (ppm)	Cloruros Ion CL^- (ppm)	Sulfatos Ion SO_4^- (ppm)
C — 1	3.00	7.4	336.00	59.69	62.91
C — 2	3.00	7.1	365.00	55.01	60.05
C — 3	3.00	7.2	377.05	53.77	61.11

Por lo tanto, del cuadro anterior, se observa:

Exposición máxima a Sales Totales es de 0.037 %.

Exposición máxima a Cloruros es de 0.005 %.

Exposición máxima a Sulfatos es de 0.006 %.

pH máximo igual 7.4

Utilizando la Norma E060 - Concreto Armado:

Ilustración 6.

Requisitos para concreto expuesto a soluciones de sulfatos.

Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄) presente en el suelo, porcentaje en peso	Sulfato (SO ₄) en el agua, ppm	Tipo de Cemento	Relación máxima agua - material cementante (en peso) para concretos de peso normal*	f _c mínimo (MPa) para concretos de peso normal y ligero*
Insignificante	$0,0 \leq \text{SO}_4 < 0,1$	$0 \leq \text{SO}_4 < 150$	—	—	—
Moderada**	$0,1 \leq \text{SO}_4 < 0,2$	$150 \leq \text{SO}_4 < 1500$	II, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0,50	28
Severa	$0,2 \leq \text{SO}_4 < 2,0$	$1500 \leq \text{SO}_4 < 10000$	V	0,45	31
Muy severa	$2,0 < \text{SO}_4$	$10000 < \text{SO}_4$	Tipo V más puzolana***	0,45	31

Nota. Fuente norma E 0.60 Concreto Armado.

Se concluye que la exposición a sulfatos es insignificante; por lo que se recomienda que el tipo de cemento a utilizar sea del Tipo I y la resistencia mínima a la compresión del concreto de 21 MPa.

Por otra parte, utilizando la referencia del Comité 318 - 83 ACI:

Ilustración 7.

Elementos Químicos Nocivos para la Cimentación.

Presencia en el Suelo	p.p.m	Grado de Ataque	Observación
*Sulfatos	0 -1000	Leve	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación.
	1000 - 2000	Moderado	
	2000 - 20000	Severo	
	> 20000	Muy Severo	
*Cloruros	> 6000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos metálicos.
*Sales Solubles Totales	> 15000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por problema de lixiviación.

Se concluye que el estrato de suelo que forma parte del contorno donde irá desplantada la cimentación contiene concentraciones insignificantes de cloruros y sales totales y es moderadamente alcalino.

3.5.2 Pruebas estructurales no destructivas.

3.5.2.1 Núcleos de concreto. Se realizaron 7 diamantinas.

El reporte corresponde a los trabajos de extracción y rotura de núcleos de concreto para verificar presente la resistencia a la compresión de los elementos estructurales del edificio denominado “Edificio Contemporáneo” (2 en la imagen adjunta) que forma parte de la Quinta y Molino de Presa.

3.5.2.1.1 Alcances del trabajo. El presente Informe Técnico y el trabajo desarrollado en él tiene por finalidad, determinar la resistencia a la compresión del concreto, para la verificación de la resistencia a la compresión de los testigos en el área en estudio.

3.5.2.1.2 Investigación efectuada. Trabajos de Campo. - Se han realizado 07 extracciones de testigos diamantinos en total, hasta una profundidad de 15 cm, de las cuales 6 fueron exitosas. La siguiente imagen es el plano de ubicación para las mediciones y extracción de las diamantinas.

Ilustración 8.

Puntos donde se extrajo la diamantina.



El procedimiento de ensayo fue el siguiente:

1. Identificación de la zona de trabajo
2. Utilizar el Wallscaner para identificar el acero de refuerzo
3. Anclar la máquina perforadora con la ayuda del taladro
4. Proceder a las extracciones de testigos diamantinos
5. Realizar el tapado de los agujeros con una combinación de SIKAGROUT y concreto seco de alta resistencia en una dosificación de 1 en 1
6. Realizar la limpieza del área respectiva
7. Posteriormente realizar la rotura de los testigos

3.5.2.1.3 Conclusiones. Después de verificar los resultados obtenidos, se puede concluir.

De los resultados de los ensayos de laboratorio se puede observar que solo la diamantina D2 está por debajo del valor mínimo de 180kg/cm², el resto de las diamantinas están por encima de este valor mínimo, y más aún por encima de los 200kg/cm² llegando a un máximo de 282kg/cm² en la diamantina D5, que corresponde a una viga situada en un pórtico de borde.

Estos valores son muy favorables ya que se ubican principalmente en las columnas del sótano y tomando en cuenta un edificio de solos tres niveles.

Cabe mencionar que las diamantinas tomadas en el 2015 daban como resultado valores por encima de 140kg/cm² muy cercanos al mínimo de la norma, los cuales solo sustentan su peso propio y del segundo nivel.

Tabla 26.

Resultados de resistencia a la compresión.

Nro.	Ubicación	Diamantina (kg/cm ²)	
1.-	DC1	SOTANO	PF
2.-	DC2	SOTANO	153
3.-	DV3	SOTANO	227
4.-	DC4	SOTANO	237
5.-	DV5	SOTANO	282

6.-	DC6	SOTANO	206
7.-	DC7	SOTANO	202
*PF (Prueba Fallida)			

3.5.2.2 Pruebas de wallscanner. Se realizó 12 mediciones.

El empleo del Wallscanner es de gran utilidad para realizar un análisis cualitativo de los elementos estructurales, este instrumento permite la identificación y ubicación muy aproximada del acero de refuerzo del concreto armado.

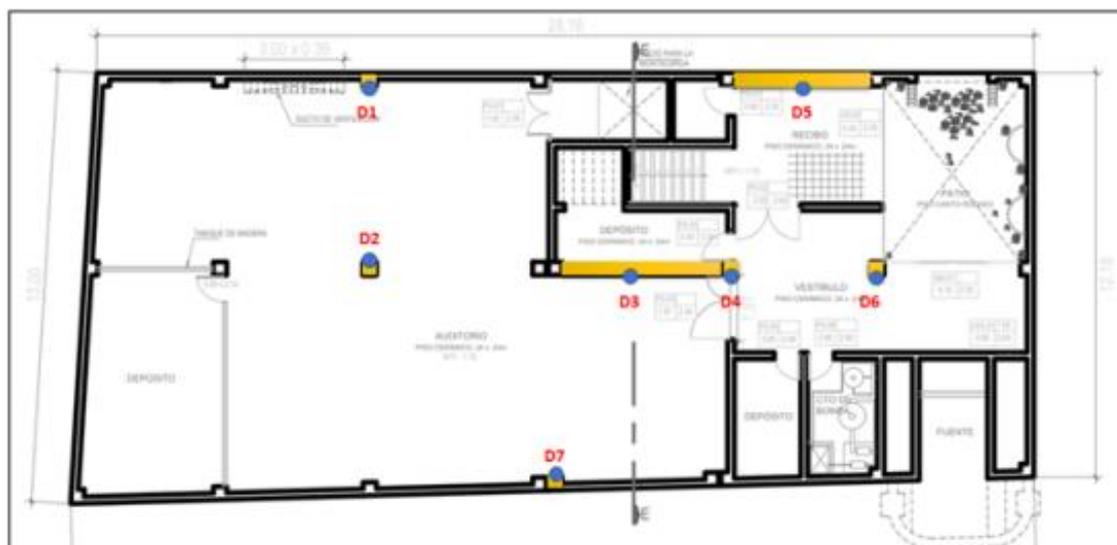
Previamente a la ejecución de las diamantinas se proponen puntos de posible extracción, una acción indispensable es la identificación de los fierros de refuerzo de manera que la perforación no golpee sobre alguna varilla y sea fallida, y más aún la posibilidad de un daño importante al equipo de extracción.

La siguiente imagen es el plano de la propuesta para las mediciones y extracción de las diamantinas.

Las imágenes en el Anexo Wallscanner se detalla cada punto de medición.

Ilustración 9.

Puntos de medición.



Se realizaron al menos 2 mediciones con el Wallscanner por cada punto propuesto para las ubicaciones las diamantinas.

Estas dos mediciones se dividen en una horizontal y una vertical de manera que se pueda tener claro el distanciamiento entre refuerzos de acero interno, es decir la distancia entre el refuerzo de acero longitudinal y transversal en cada elemento de concreto armado motivo de análisis, el objetivo es precisar espacios libres que permitan la perforación libre y exitosa del equipo de diamantina. En nuestro caso la perforación tiene por objetivo la extracción de un cilindro de concreto de 2 pulgadas de diámetro.

En las imágenes siguientes se observa primero la medición horizontal que permite la identificación de los fierros o refuerzos de acero longitudinal, los cuales han sido plenamente señalados por el instrumento y trazados con tiza blanca en la superficie del elemento de concreto.

Ilustración 10.

Medición horizontal.



De igual modo se procede a la lectura o medición vertical, con lo cual se identifican las varillas o refuerzos transversales, de manera tal que podamos tener una muy buena aproximación cualitativa de la distancia entre refuerzos y sobre

todo de los espacios libres que permitan la ejecución de la extracción, se observa un trazo circular en blanco donde ya sería viable esta perforación.

Ilustración 11.

Medición vertical.



3.5.2.2.1 Conclusiones. Podemos concluir lo siguiente:

Se han ejecutado extracciones de diamantinas en 7 puntos, es decir se realizaron 14 mediciones con el WallScanner, siendo todas exitosas ya que ninguna de ellas fallo por presencia o intersección con el acero de refuerzo.

La única diamantina fallida se produjo durante el proceso de compresión en el laboratorio, quedando 6 resultados exitosos según los requerido por la orden de servicio para este trabajo de campo.

3.5.2.3 Pruebas de esclerómetro. Se realizaron 18 pruebas.

El martillo de prueba mecánico (ESCLEROMETRO) se puede utilizar para el análisis cualitativo del concreto en el sitio, para estimar sus propiedades mecánicas. El levantamiento esclerométrico se basa en la medición de la dureza superficial del material en términos del índice de rebote. Este es un método de Ensayos No Destructivos, ya que evita daños y la necesidad de detener el funcionamiento de las estructuras.

El ensayo esclerométrico o índice de rebote mediante esclerómetro es una prueba no destructiva de la resistencia del concreto. La diseñó y desarrolló el ingeniero suizo Ernest Schmidt en los años 40. Patentado como martillo SCHMIDT, siendo su valor "R" (índice de rebote) una unidad adimensional que

relaciona la dureza superficial del concreto con su resistencia de modo experimental.

Para hacer una comparación, pensemos que estamos en una habitación a unos tres metros de una pared. Esta pared se encuentra a oscuras por lo que no sabemos de qué material está construida. Disponemos de una pelota de tenis que podemos lanzar contra la pared y que tras salir despedida de la misma nos golpeará en el cuerpo. A mayor dureza del paramento, con igual fuerza de lanzamiento, el impacto que recibiremos será mayor. No sabremos de qué material se trata, pero podremos advertir si es duro o blando en función del golpe de respuesta. Esto es lo que hace básicamente un esclerómetro.

Un esclerómetro pesa menos de 2 kg, tiene una fuerte energía de impacto y su funcionamiento es muy sencillo. Como se trata de un instrumento totalmente manual debemos “cargar” el émbolo para enviarlo con una energía de impacto fija. Para ello presionamos el mismo sobre la superficie del concreto (no hay ninguna mediación hasta ahora) Una vez el émbolo llega a un determinado punto un resorte lo libera y golpea el hormigón (no medimos nada aún) El émbolo golpea sobre la superficie y dependiendo de la dureza de misma, rebota con mayor o menor fuerza. Es la respuesta de rebote la que desplaza una guía sobre un visor escalado (de 10 a 100) y consigue la medición. Podemos presionar el botón de bloqueo para permitir la lectura. Ese valor es adimensional y arbitrario ya que depende de la energía almacenada en el resorte y la masa utilizada.

Se trata pues de un ensayo mecánico no destructivo que presenta las siguientes ventajas y desventajas:

3.5.2.3.1 Ventajas. Algunas ventajas son:

Es un ensayo no destructivo lo que permite realizar un gran número de determinaciones sin alterar la resistencia, estética y funcionalidad de una estructura.

Ensayo muy económico.

Puede operar en horizontal o vertical

Permite ensayar muchos elementos en un corto espacio de tiempo con escasos medios auxiliares.

3.5.2.3.2 Desventajas. Algunas desventajas son:

El resultado obtenido depende de demasiados factores, los cuales veremos a continuación.

Se necesita una superficie perfectamente lisa para realizar el ensayo por lo que no es útil en elementos no encofrados.

Requiere de una calibración (hemos de exigir siempre al laboratorio una muestra in situ de calibración antes de la ejecución del ensayo)

Solo afecta a los primeros centímetros de la pieza (2-3 cm)

Puede variar según la pericia del operario.

Existe pérdida de energía por la deformación elástica del concreto en el interior de la pieza.

Se identificaron los siguientes puntos de medición y se realizaron las mediciones que se muestran a continuación:

Ilustración 12.

Planta sótano.

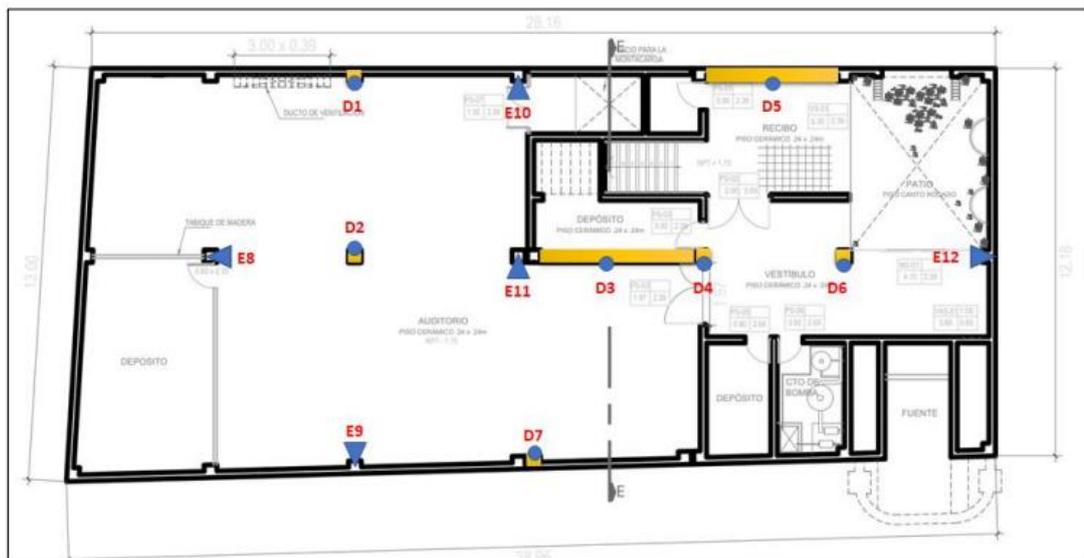


Ilustración 13.

1era planta.

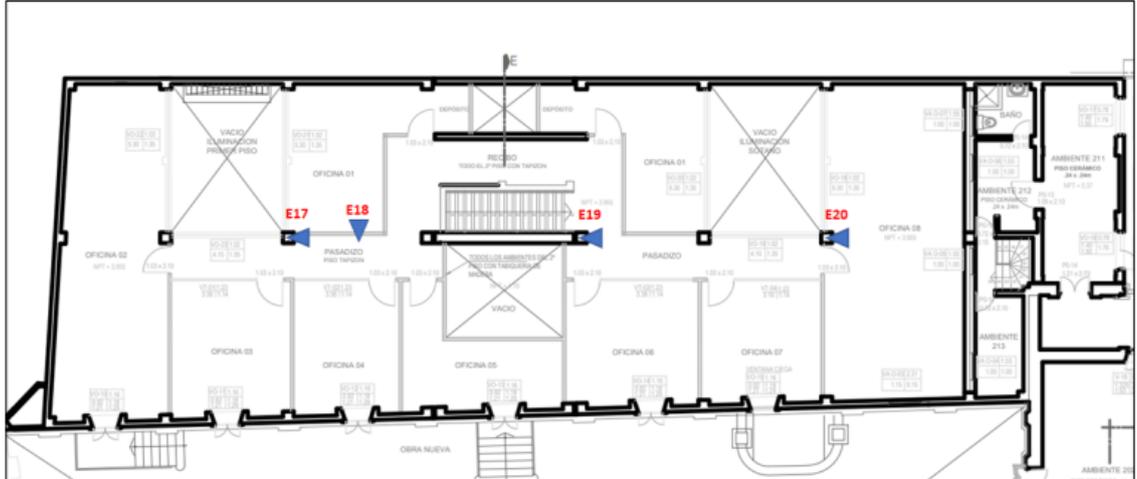
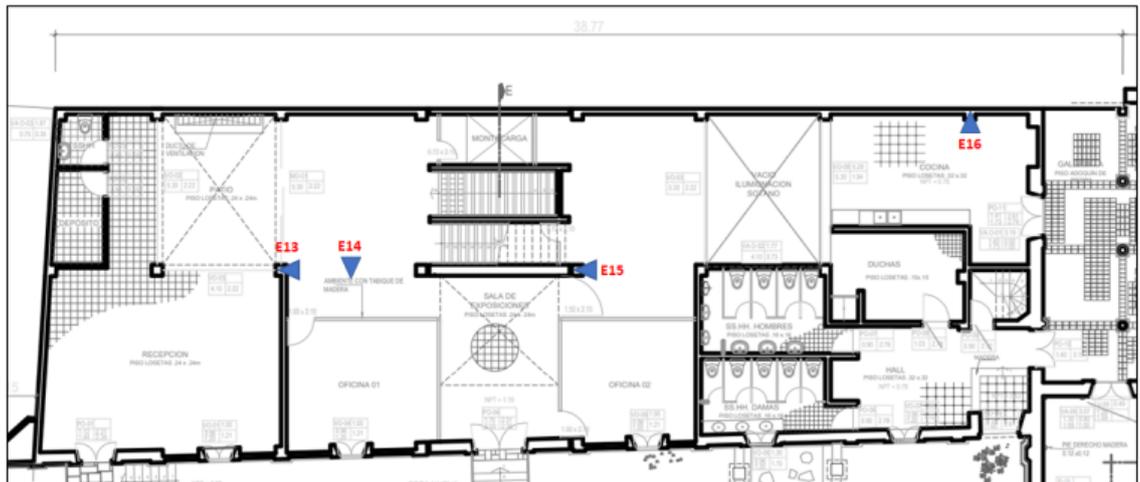


Ilustración 14.

2da planta.



Para el proceso de medición Esclerómetro se utilizó una herramienta de verificación de la resistencia del material mediante el siguiente proceso:

Ilustración 15.

Esclerómetro.



Se determinan los puntos a medir utilizando las columnas y vigas.

Se utilizaron los puntos de extracción de las diamantinas y adicionalmente otros puntos.

La metodología es la ubicación de 9 puntos en grupo de 3 puntos por fila y compuesto de 3 filas; las distancias entre cada punto son de aproximadamente 5 centímetros entre ellos.

La medición es la mediana de cada grupo de datos

El siguiente cuadro muestra la Correlación entre los valores consignados por la medición del Esclerómetro versus el resultado de la Diamantinas, y el resultado de la relación entre cada uno de estos datos obtenemos el Factor de Correlación de cada par de datos. Finalmente, el valor de la Mediana de estos datos no proporciona el Factor de Correlación del grupo de datos = 0.841.

Tabla 27.

Factor de correlación.

N°	Medición Esclerómetro		Kg/cm ²	Diamantina	Factor de correlación
	Ubicación			PF (PRUEBA FALLIDA)	NA (NO APLICA)
1.-	DC1	SOTANO	225	PF	NA
2.-	DC2	SOTANO	275	153	0.556
3.-	DV3	SOTANO	285	227	0.796

4.-	DC4	SOTANO	250	237	0.948	
5.	DV5	SOTANO	225	282	1.253	
6.-	DC6	SOTANO	240	206	0.858	
7.-	DC7	SOTANO	245	202	0.824	0.841

Con este Factor de Correlación se realiza la “corrección” del resto de los datos tomados por el Esclerómetro que no tienen correlación con resultados de Diamantinas. De estos valores se dan por “Validos” aquellos que guardan relación o similares a los del primer cuadro y se descartan aquellos valores dispares por encima o por debajo.

Es importante mencionar que estos valores no son absolutos sino solo referenciales, el estudio y mediciones del esclerómetro son principalmente cualitativos y NO cuantitativos.

De cuadro siguiente los “Valores Validos” nos proporcionan más información como grupo de valores, si se observa la $f'c$ del concreto es cualitativamente mayor en los pisos bajos que los pisos altos, este aporte de información es de mayor aproximación que las magnitudes resultantes.

Tabla 28.

Valor de validez de factor de correlación.

N°	Medición Esclerómetro		f' Kg/cm ²	Valor Corregido	OBSERVACIONES
	Ubicación			Factor de correlación	
8.-	E8	SÓTANO	330	278	Valor valido
9.-	E9	SÓTANO	170	143	Valor disconforme
10.-	E10	SÓTANO	530	446	Valor disconforme
11.-	E11	SÓTANO	340	286	Valor valido
12.-	E12	SÓTANO	260	219	Valor valido
13.-	E13	1er Nivel	225	189	Valor valido
14.-	E14	1er Nivel	360	303	Valor valido

15.-	E15	1er Nivel	125	105	Valor disconforme
16.-	E16	1er Nivel	230	194	Valor valido
17.-	E17	2do Nivel	125	105	Valor disconforme
18.-	E18	2do Nivel	150	126	Valor valido
19.-	E19	2do Nivel	110	93	Valor disconforme
20.-	E20	2do Nivel	120	101	Valor disconforme

IV. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Análisis e interpretación de resultados

4.1.1 Comparación de norma E 0.30 de 1977 y 2020.

El objetivo principal que tiene la norma en mención es el no colapso de las obras civiles, que frente a algún movimiento sísmico puedan ser reparados. Esta normativa tiene criterios de minimización para daños previos al diseño de construcción de la edificación.

La historia en la realización de la normativa empieza con el terremoto de 1966, el cual hizo que se saliera el mar, se registraron más de 220 muertos a parte de heridos y damnificados, siendo afectadas las zonas de Cercado de Lima, Rimac, Puente Piedra y la Molina. Este desastre ocasiono el nacimiento al Primer Reglamento Provincial aprobado por la Comisión Técnica Municipal de Lima en el año de 1968 y con ello surge el Reglamento Nacional de Construcciones el año de 1970.

En esta norma se estudia el comportamiento de los materiales, los suelos, el mejoramiento de los sistemas estructurales, el comportamiento de estos se puede medir en los sismos, para ver si el método usado es el correcto, los sismos, dejan en evidencia los errores cometidos en el proyecto y la construcción de obras.

Las primeras opiniones y recomendaciones hechas en Perú para el diseño sismorresistente se remontan a 1963, sin embargo, la primera norma peruana de diseño sismo resistente fue lanzada en 1977, según los estudios históricos, partiendo de esta norma fue construido la edificación de la presente investigación, por este motivo, para realizar el diseño estructural, se optó por estudiar esta

normativa ya desfasada y compararlo con los nuevos criterios de la norma actual. (Peláez, 2020)

4.1.1.1 Norma sismorresistente E 0.30 de 2020. La reciente norma sismo resistente E 0.30 del 2020 se origina a raíz de la modificación de la NTP E 0.30 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) aprobada por el decreto supremo N°011 – 2006 -VIVIENDA y modificada con decreto supremo N° 002 – 2014 – VIVIENDA, a través del decreto supremo N° 003 – 2016 – VIVIENDA. (Rojas Barco & Riveros Rodriguez, 2020)

4.1.1.1.1 Filosofía de diseño sismorresistente. Es muy importante destacar los principios de la normatividad:

- Evitar pérdidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

La norma menciona que los sismos se clasifican en severos y moderados. Por ello, se establecen condiciones generales para las edificaciones y se toma de manera especial las edificaciones esenciales. (Rojas Barco & Riveros Rodriguez, 2020)

Es necesario considerar el efecto de tabiques en el análisis sísmico.

4.1.1.1.2 Metodología de evaluación estructural según Norma E 0.30 2020. Parámetros de la norma E 0.30

- Capítulo II. Peligro sísmico
 - Factor de zona (Z). Este factor es interpretado como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido.

Ilustración 16.

Zonas Sísmicas.



Nota. A cada zona se asigna un factor "Z" como se puede ver en la tabla N° 01. Este factor sería la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. (SENCICO, 2020)

Tabla 29.

Factores de zona "Z"

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Nota. Valores de "Z" según la zona de estudio.

- Perfil del suelo. Los perfiles se clasifican tomando en consideración la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte, variantemente, para el caso de suelos granulares, los tipos de suelos son cinco: Perfil tipo S0: Roca dura; Perfil Tipo S1: Roca o suelos muy rígidos, Perfil tipo S2: suelos intermedios, Perfil tipo S3: suelos blandos y Perfil tipo

S4: Condiciones Excepcionales, sus valores se presentan en la Tabla 2.

Tabla 30.

Clasificación de los perfiles de suelo.

Perfil	Vs	N60	Su
S0	> 1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100 kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		

- Parámetros de sitio S, T_P y T_L. Los respectivos valores están presentados en la Tabla 3 y 4.

Tabla 31.

Factores de suelo "S"

Z/S	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 32.

Periodos "Tp" y "TL"

	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp (S)	0.3	0.4	0.6	1.0
TL(S)	3.0	2.5	2.0	1.6

- Ampliación sísmica vs periodo (C vs T)

Ilustración 17.

Definición de ampliación sísmica.

$$\begin{array}{ll}
 T < T_p & C = 2,5 \\
 T_p < T < T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\
 T > T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{array}$$

Nota. La interpretación de la ilustración es la aceleración estructural respecto a la aceleración en el suelo.

- Capítulo III. Categoría de la edificación y factor de uso.

Tabla 33.

Categoría de las edificaciones y factor "U"

CATEGORÍA	U
A - Edificaciones esenciales	Ver nota 1
	1.5
B - Edificaciones importantes	1.3
C - Edificaciones comunes	1
D - Edificaciones temporales	Ver nota 2

Nota. Tabla extraída de la NTP 0.30.

- Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas. Se menciona que todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural deben acatar lo previsto en el capítulo 21 "Disposiciones especiales para el diseño sísmico" de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado, se consideran estos sistemas estructurales.

Tabla 34.

Sistema estructural de concreto armado.

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción $R_0(^*)$
Pórtico	8
Dual	7
De Muros	6
Muros de ductilidad limitada	4

Nota. Tabla extraída de la Tabla N° 7 de la NTP E.030.

- Factores de irregularidad (I_a , I_p)

La norma expresa lo siguiente:

- Estructuras regulares, la configuración de estas estructuras le permiten resistir las cargas laterales sin presentar irregularidades en la altura o en planta, I_p p I_a es igual a 1.0.
- Estructuras irregulares, presentan una o mas irregularidades, existen dos direcciones de análisis, altura y planta.

Tabla 35.

Irregularidades estructurales en altura.

Irregularidades de altura	I_a
Irregularidades de rigidez - piso blando	0.75
Irregularidades de resistencia - piso débil	0.75
Irregularidad extrema de rigidez	0.5
Irregularidad extrema de resistencia	0.5
Irregularidad de masa o peso	0.9
Irregularidad geométrica vertical	0.9
Discontinuidad en los sistemas resistentes	0.8
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	0.6

Nota. Tabla extraída de la NTP 0.30.

Tabla 36.

Irregularidades estructurales en planta.

Irregularidades de Planta	la
Irregularidad torsional	0.75
Irregularidad torsional extrema	0.6
Esquinas entrantes	0.9
Discontinuidad del diafragma	0.85
Sistemas no paralelos	0.9

Nota. Tabla extraída de la NTP 0.30.

- Restricciones a la Irregularidad.

Tabla 37.

Categoría y regularidad de las edificaciones.

Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se érmiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Nota. Tabla extraída de la NTP 0.30.

- Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R). El coeficiente en mención se halla con el producto del coeficiente “Ro”, la y Ip respectivamente.

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$$

- La norma también analiza el análisis estructural, el cual engloba el análisis estático y análisis sísmico de la edificación.

4.1.1.2 Norma sismorresistente E.030 de 1977. La norma fue incorporada en el Reglamento Nacional de construcciones, reemplazando al en que entonces era el capítulo IV “Exigencia para la seguridad contra efecto destructivo de los sismos”.

La preocupación por incorporar esta norma es a raíz de los sismos de Lima de 1964 y de Huaraz – Chimbote de 1970.

El cálculo de corte basal se halla a través de la siguiente fórmula:

$$H = \frac{ZUSCP}{R_d}$$

R_d está definido como factor de reducción por ductilidad, estos están definidos mediante la siguiente tabla:

Tabla 38.

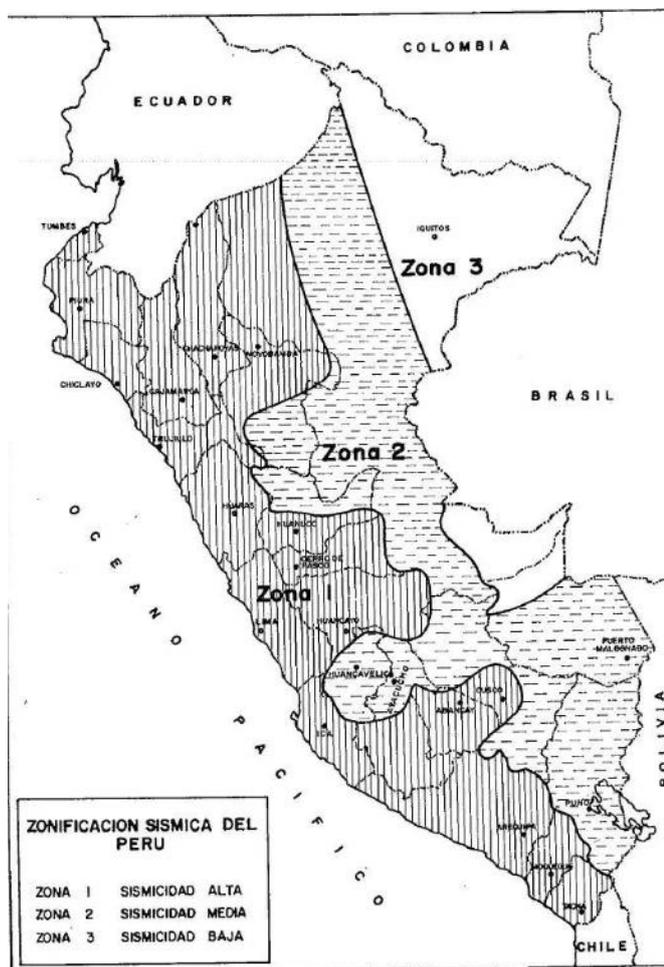
Factores de reducción por ductilidad norma E. 030 de 1977.

Sistema estructural	R_d
Pórticos de acero	6
Pórticos de concreto, especialmente dúctiles	5
Pórticos	4
Muros de concreto	3
Albañilería confinada	2.5
Albañilería sin confinar	1.5

Las zonas sísmicas están definidas en 3 zonas.

Ilustración 18.

Zonificación sísmica de norma E. 030 de 1977.



Nota. La sismicidad se dividía en alta, media y baja.

Tabla 39.

Factores de zona según norma E.030 de 1977

Zona	Z
3	0.30
2	0.70
1	1.00

Tabla 40.

Factores de uso según norma E. 030 de 1977.

Categoría	U
A	Proyectista
B	1.3
C	1

Tabla 41.

Factores de sitio "S" y valores de periodo de suelo "Ts" según norma E.030 de 1977.

Suelo	"S"	Ts (seg.)
I	1	0.3
II	1.2	0.6
III	1.4	0.9

Coefficientes sísmicos de la estructura:

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1}$$

Coefficiente para estructuras rígidas con gran cantidad de muros:

$$T = \frac{0.05 * h}{\sqrt{D}}$$

Coefficiente para estructuras con pórticos y cajas de ascensores.

$$T = \frac{0.09 * h}{\sqrt{D}}$$

Coefficiente para estructuras mixtas.

$$T = \frac{0.07 * h}{\sqrt{D}}$$

4.1.2 Resistencia a la compresión de núcleos de concreto.

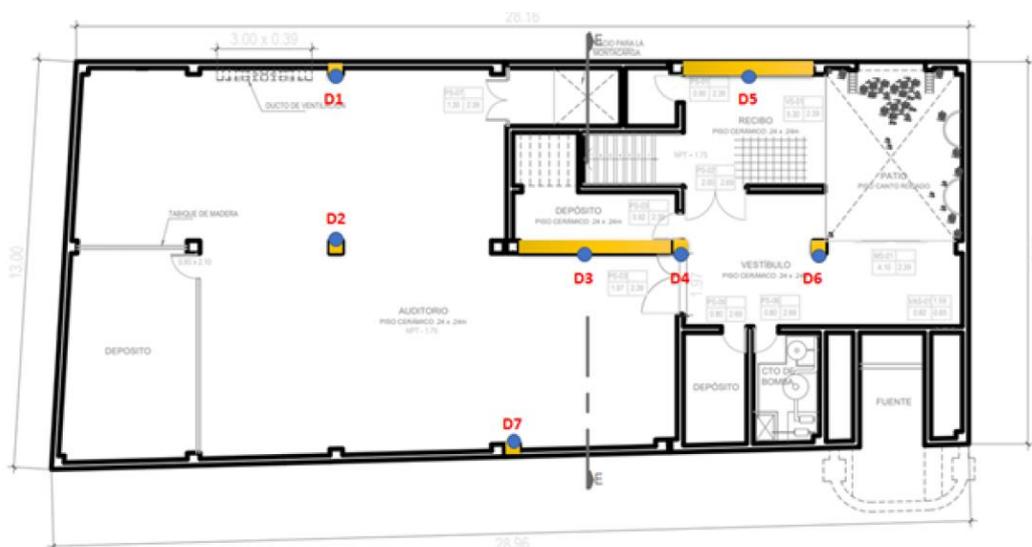
4.1.2.1 Descripción de los trabajos. Corresponde a los trabajos de extracción de testigos diamantinos de 15 cm de profundidad y rotura de núcleos de concreto, realizados para verificar la resistencia a la compresión de los elementos estructurales existentes en la edificación denominada “Edificio Contemporáneo”.

4.1.2.2 Estudios realizados. Se realizó la extracción de 07 testigos diamantinos y 06 ensayos de resistencia a la compresión.

4.1.2.3 Esquema de zonas de exploración. Se determino como zona de exploración el semisótano de la edificación realizándose la extracción de testigos en columnas y vigas.

Ilustración 19.

Ubicación de puntos de exploración.



Nota. El plano en referencia nos muestra la ubicación de los puntos de extracción en el inmueble.

4.1.2.4 Evaluación. En el siguiente cuadro se indica la Resistencia a la Compresión $f'c$ (kg/cm²) en los elementos en estudio y su evaluación respecto a la Resistencia a la Compresión mínima que indica la Norma E.060 Concreto Armado vigente.

Tabla 42.*Tabla de evaluación de ensayos.*

N°	IDENTIFICACIÓN DE MUESTRAS	UBICACIÓN		FECHA DE ENSAYO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN f'c (kg/cm ²)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN f'c MÍNIMA E.060 (*) (kg/cm ²)	EVALUACIÓN
		AMBIENTE	ELEMENTO				
1	D1	Sótano	Columna				Ensayo Fallido
2	D2	Sótano	Columna	14/07/2021	153	175	No Cumple
3	D3	Sótano	Viga	15/07/2021	227	175	Cumple
4	D4	Sótano	Columna	16/07/2021	237	175	Cumple
5	D5	Sótano	Viga	17/07/2021	282	175	Cumple
6	D6	Sótano	Columna	18/07/2021	206	175	Cumple
7	D7	Sótano	Columna	23/04/2021	202	175	Cumple

Nota. La norma E.0.60 en el ítem 9.4 establece la resistencia mínima para Concreto Estructural cuyo valor es 175 kg/cm² (17 Mpa) ; sin embargo de acuerdo al sistema estructural existente Pórticos de Concreto Armado y el ítem 21.3.2 establece la resistencia mínima 210 kg/cm² para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo.

4.1.2.5 Resultados. Estos se describen a continuación:

- La resistencia a la compresión de los testigos diamantinos D3, D4, D5, D6 y D7 cumplen con la resistencia mínima del concreto estructural indicado en el ítem 9.4 de la Norma E.060 cuyo valor es 175 kg/cm^2 (17 Mpa).
- La resistencia a la compresión del testigo diamantino D2 obtenida en la columna no cumple con la resistencia mínima del concreto estructural cuyo valor es 175 kg/cm^2 (17 Mpa) , obteniéndose una resistencia del orden del 87 % respecto al mínimo , este déficit hallado será en parte aliviado por los factores de carga y resistencia para los cuales fue diseñado el elemento.
- De acuerdo a la estadística de los resultados de los ensayos a la compresión de los testigos diamantinos se concluye que la estructura actualmente tiene instalada una resistencia a la compresión mínima de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ en los elementos estructurales; por lo tanto, se establece este valor como dato técnico.

4.1.3 Wallscaner.

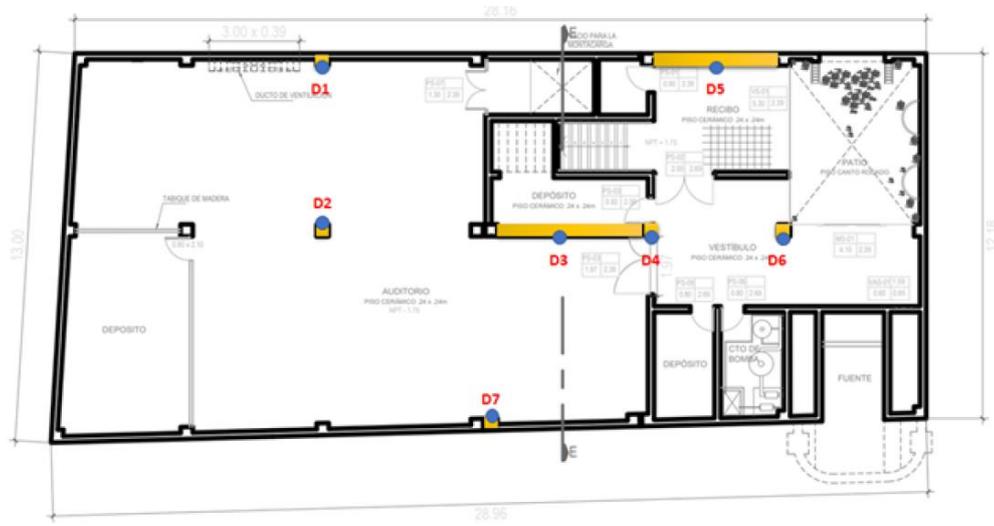
4.1.3.1 Descripción de los trabajos. Corresponde a los trabajos de medición de wallescaner realizado en 7 elementos (columnas y vigas) del semisótano del Edificio Contemporáneo a fin de realizar la identificación de la ubicación aproximada del acero de refuerzo en los elementos estructurales de concreto armado de manera que la perforación no golpee sobre alguna varilla.

4.1.3.2 Estudios realizados. Se realizaron 14 mediciones de Wallescánner , 2 pruebas en cada punto de extracción de testigos diamantinos a fin de ubicar espacios en el elemento estructural libre de acero de refuerzo.

4.1.3.3 Esquemas de zonas de exploraciones. Se determino como zona de exploración el semisótano de la edificación realizándose mediciones en columnas y vigas.

Ilustración 20.

Ubicación de puntos de exploración.

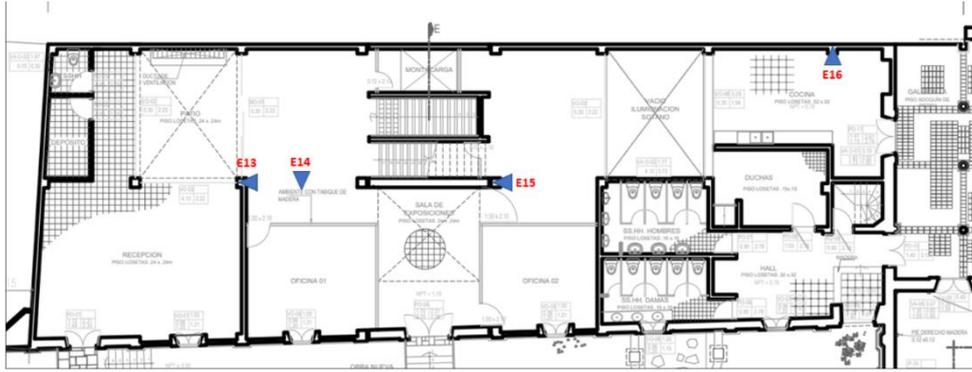


Nota. El plano en referencia nos muestra la ubicación de los puntos de extracción en el inmueble.

4.1.3.4 Evaluación. Las mediciones de wallecaner realizadas en julio del 2021, persiguieron como fin identificar el acero de refuerzo en vigas y columnas como actividad previa a la extracción de testigos diamantinos a fin de no incurrir en algún daño importante al equipo de extracción, por lo tanto, de acuerdo al enfoque del trabajo realizado no es factible realizar una evaluación.

4.1.3.5 Resultados. Los resultados se presentan a continuación:

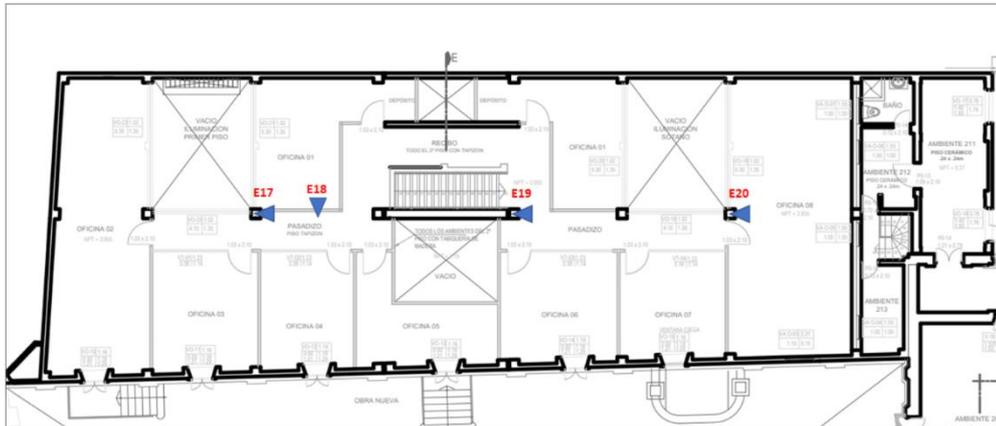
- Las mediciones de Wallscaner realizadas como actividad previa a la extracción de diamantinas permitió identificar espacios en el elemento estructural libres de acero de refuerzo, evitando ensayos fallidos en la extracción de testigos diamantinos.
- Las mediciones de Wallscaner debieron tener como objetivo la obtención de planos de la distribución del refuerzo en los elementos estructurales a fin de permitir su evaluación estructural
- Se requiere implementar trabajos de campo de escaneo del acero de refuerzo y trabajos de gabinete a fin de obtener plano de detalles del acero de refuerzo en los elementos estructurales principales que permitan realizar evaluaciones estructurales futuras.



Nota. El plano en referencia nos muestra la ubicación de los puntos de exploración en el inmueble.

Ilustración 23.

Ubicación de Puntos de Exploración -2do Piso.



Nota. El plano en referencia nos muestra la ubicación de los puntos de exploración en el inmueble.

4.1.4.4 Evaluación. El siguiente cuadro muestra la Correlación entre los valores consignados por la medición del Esclerómetro versus el resultado de la Diamantinas, y el resultado de la relación entre cada uno de estos datos obtenemos el Factor de Correlación de cada par de datos. Finalmente, el valor de la Mediana de estos datos no proporciona el Factor de Correlación del grupo de datos = 0.841.

Tabla 43.

Factor de Correlación Esclerómetro (f^c) vs Diamantinas (f^d).

Medición Esclerómetro			Diamantina	Factor de correlación
Nro.	Ubicación	F' Kg/cm2		
1	DC1	225	Prueba Fallida	No Aplica
2	DC2	275	153	0.556
3	DC3	285	227	0.796
4	DC4	250	237	0.948
5	DC5	225	282	1.253
6	DC6	240	206	0.858
7	DC7	245	202	0.824

0.841

Nota. Con este Factor de Correlación se realiza la “corrección” del resto de los datos tomados por el Esclerómetro que no tienen correlación con resultados de Diamantinas. De estos valores se dan por “Validos” aquellos que guardan relación o similares a los del primer cuadro y se descartan aquellos valores dispares por encima o por debajo.

Medición Esclerómetro			Valor corregido	Observaciones
Nro.	Ubicación	F' Kg/cm2	Factor de Correlación	
8	Sótano	330	278	Valor Valido
9	Sótano	170	143	Valor Disconforme
10	Sótano	530	446	Valor Disconforme
11	Sótano	340	286	Valor Valido
12	Sótano	260	219	Valor Valido
13	1er Nivel	225	189	Valor Valido
14	1er Nivel	360	303	Valor Valido
15	1er Nivel	125	105	Valor Disconforme
16	1er Nivel	230	194	Valor Valido
17	2do Nivel	125	105	Valor Disconforme
18	2do Nivel	150	126	Valor Valido
19	2do Nivel	110	93	Valor Disconforme
20	2do Nivel	120	101	Valor Disconforme

Nota. Se aprecia que los resultados presentan una dispersión considerable, existiendo valores extremos, el mínimo es 93 kg/cm² y el máximo es 446 kg/cm², por lo cual teniendo como precedente los resultados de la resistencia a la

compresión de los testigos de diamantina solo se tomaran en cuenta los valores por encima de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ de forma conservadora.

4.1.4.5 Resultados.

- Estos valores no son absolutos sino solo referenciales y complementarios, el estudio y mediciones del esclerómetro son principalmente cualitativos y NO cuantitativos.
- La estadística indica que el valor mínimo de la resistencia a la compresión del concreto se puede estimar en el valor $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

4.1.5 Escaneo de refuerzo.

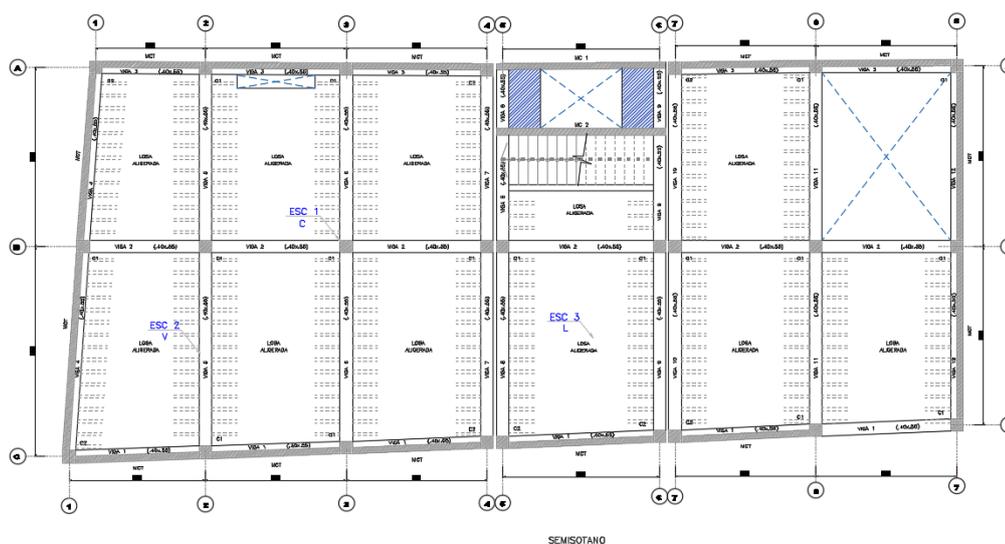
4.1.5.1 Descripción de los trabajos. Se realizaron los trabajos de escaneo del refuerzo en los elementos estructurales representativos del semisótano, primer piso y segundo piso mediante el instrumento Rebar Scanner , el cual permite determinar la ubicación y orientación de las barras , el diámetro de las barras y la profundidad de la cobertura debajo de la superficie de concreto. Mediante la herramienta de software incluida en el equipo se realiza el procesamiento posterior o la exportación de los datos adquiridos en campo.

4.1.5.2 Estudios realizados. En total se ejecutaron 12 puntos de escaneo del acero de refuerzo analizándose columnas, muros estructurales, vigas y losas en los diferentes niveles del edificio contemporáneo (Ver anexos: Informe de Verificación de Acero en Edificación).

4.1.5.3 Esquemas de zonas de exploraciones. Para realizar el escaneo del refuerzo se determinaron los siguientes puntos de medición:

Ilustración 24.

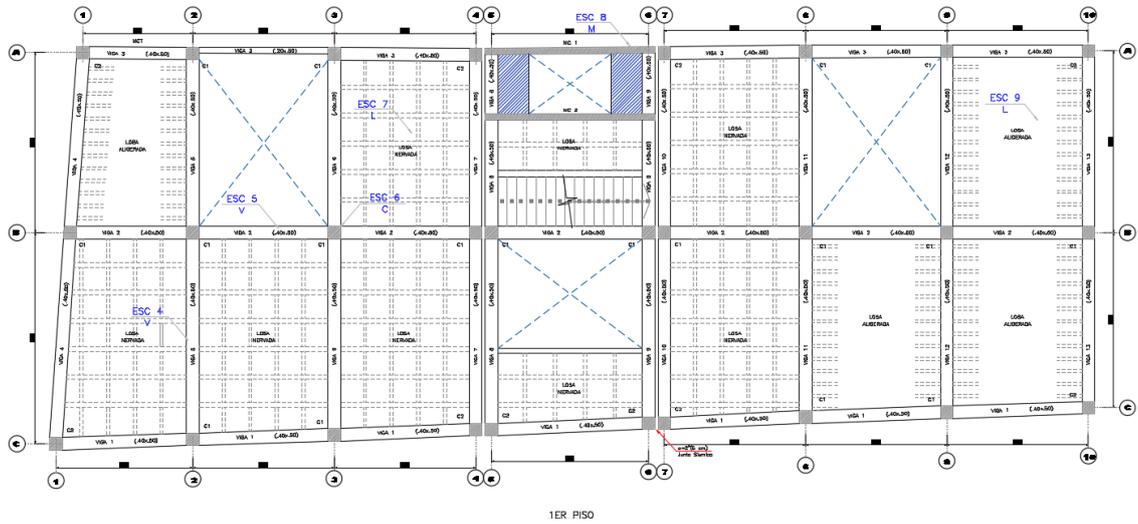
Ubicación de puntos de exploración - semi sótano.



Nota. El plano en referencia nos muestra la ubicación de los puntos de exploración en el inmueble.

Ilustración 25.

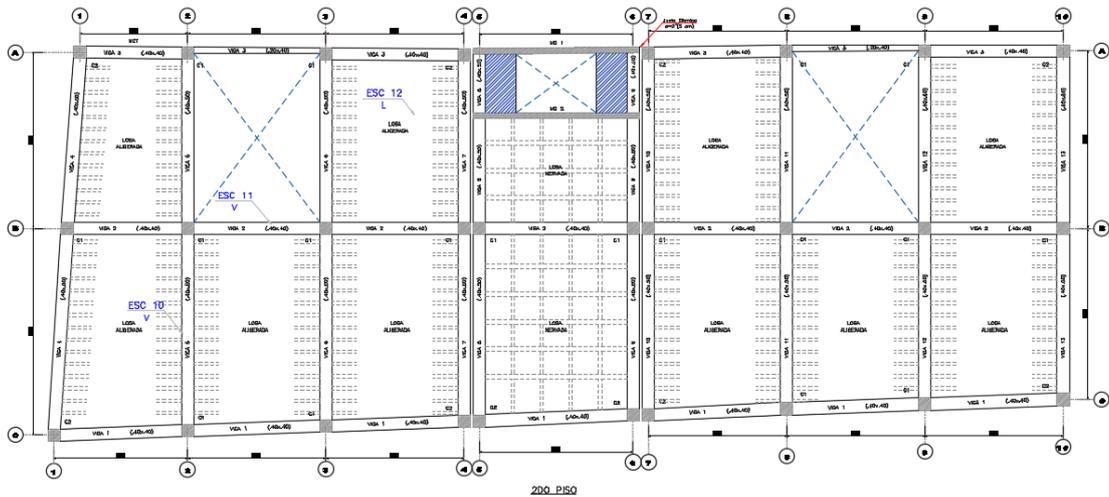
Ubicación de puntos de exploración 1er piso.



Nota. El plano en referencia nos muestra la ubicación de los puntos de exploración en el inmueble.

Ilustración 26.

Ubicación de puntos de exploración 2do piso.



Nota. El plano en referencia nos muestra la ubicación de los puntos de exploración en el inmueble.

4.1.5.4 Evaluación. El siguiente cuadro muestra la evaluación realizada a los elementos estructurales en estudio.

Ilustración 27.

Evaluación de Elementos Estructurales analizados.

ÍTEMS	PRUEBA	UBICACIÓN		EVALUACIÓN
		AMBIENTE	TIPO DE ELEMENTO	
1	Escaneo del Refuerzo	Semisótano	Columna	Acero Longitudinal y Estribos
2	Escaneo del Refuerzo	Semisótano	Viga	Acero Longitudinal y Estribos
3	Escaneo del Refuerzo	Semisótano	Losa Aligerada	Acero Longitudinal
4	Escaneo del Refuerzo	Primer Piso	Viga	Acero Longitudinal y Estribos
5	Escaneo del Refuerzo	Primer Piso	Viga	Acero Longitudinal y Estribos
6	Escaneo del Refuerzo	Primer Piso	Columna	Acero Longitudinal y Estribos
7	Escaneo del Refuerzo	Primer Piso	Losa Nervada	Acero Longitudinal
8	Escaneo del Refuerzo	Primer Piso	Muro de Corte	Acero Horizontal
9	Escaneo del Refuerzo	Primer Piso	Losa Aligerada	Acero Longitudinal
10	Escaneo del Refuerzo	Segundo Piso	Viga	Acero Longitudinal y Estribos
11	Escaneo del Refuerzo	Segundo Piso	Viga	Acero Longitudinal y Estribos
12	Escaneo del Refuerzo	Segundo Piso	Losa Aligerada	Acero Longitudinal

Nota. Se analizó elemento por elemento para observar su distribución en acero.

4.1.5.5 Resultado.

- Se realizó el escaneo del acero de refuerzo de elementos estructurales representativos vigas, columnas, losas y muros en el edificio contemporáneo
- Se obtuvo el detalle del acero de refuerzo en Losas Aligeradas, Losas Nervadas, Vigas, Columnas y Muros de Corte, con estos datos se puede reconstruir la sección de los elementos del sistema estructural.

4.1.6 Exploraciones en unión tabiquería – pórticos de concreto.

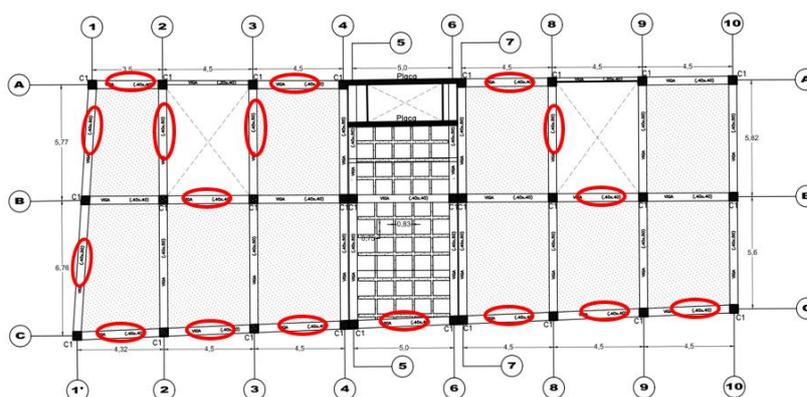
4.1.6.1 Descripción de los trabajos. Realizada la inspección visual en el edificio contemporáneo se identificó fisuras en la tabiquería de cerramiento (elementos no estructurales), la cual está constituida por muros de ladrillo ; estas lesiones fueron identificadas en el segundo piso del edificio contemporáneo, debido a ello se realizaron exploraciones que consistió en realizar aperturas localizadas entre la unión de la tabiquería y los pórticos a fin de determinar el origen de estas fisuras, teniendo como hipótesis que los tabiques no se encuentran independizados mediante juntas encontrándose interactuando con los pórticos , se elaboraron fichas de las aperturas realizadas.

4.1.6.2 Estudios realizados. En total se ejecutaron 29 puntos de exploración mediante aperturas entre la unión del tabique y pódrico del edificio contemporáneo (Ver anexos: Fichas de Exploraciones en Tabiquería).

4.1.6.3 Esquema de zonas de exploraciones. Se exploraron los tabiques de ladrillo en el segundo piso del edificio contemporáneo.

Ilustración 28.

Ubicación de puntos de exploración 2do piso.



Nota. El plano en referencia nos muestra la ubicación de los puntos de exploración en el inmueble.

4.1.6.4 Evaluación

Tabla 44.

Evaluación de patologías en viga.

ÍTEMS	EXPLORACIÓN		UBICACIÓN		EVALUACIÓN
	FICHA	DESCRIPCIÓN	AMBIENTE	TIPO DE ELEMENTO	
1	EXP - T01	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 02	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
2	EXP - T02	Apertura unión Tab - Vig.	Oficina 02	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
3	EXP - T02	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 02	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
4	EXP - T03	Apertura unión Tab - Vig.	Oficina 02	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
5	EXP - T03	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 02	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
6	EXP - T04	Apertura unión Tab - Vig.	Oficina 02	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
7	EXP - T04	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 02	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
8	EXP - T05	Apertura unión Tab - Vig.	Oficina 02	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
9	EXP - T06	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 02	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
10	EXP - T06	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 03	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
11	EXP - T06	Apertura unión Tab - Vig.	Oficina 03	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación

12	EXP - T07	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 01	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
13	EXP - T08	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 04	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
14	EXP - T08	Apertura unión Tab - Vig.	Oficina 04	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
15	EXP - T09	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 01	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
16	EXP - T09	Apertura unión Tab - Vig.	Oficina 01	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
17	EXP - T10	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 05	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
18	EXP - T10	Apertura unión Tab - Vig.	Oficina 05	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
19	EXP - T11	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 06	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
20	EXP - T11	Apertura unión Tab - Vig.	Oficina 06	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
21	EXP - T12	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 07	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
22	EXP - T12	Apertura unión Tab - Vig.	Oficina 07	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
23	EXP - T13	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 08	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
24	EXP - T13	Apertura unión Tab - Vig.	Oficina 08	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
25	EXP - T14	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 05	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
26	EXP - T15	Apertura unión Tab - Col.	Pasadizo	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación

27	EXP - T16	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 05	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
28	EXP - T16	Apertura unión Tab - Vig.	Oficina 05	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación
29	EXP - T18	Apertura unión Tab - Col.	Oficina 03	Tabique	Inexistencia de Junta de Dilatación

Nota. Se analizó elemento por elemento para la exploración.

Tabla 45.

Evaluación de patologías en losas.

ÍTEMS	EXPLORACIÓN		UBICACIÓN		EVALUACIÓN
	FICHA	DESCRIPCIÓN	AMBIENTE	TIPO DE ELEMENTO	
1	LA-01	Fisura en losas	Oficina 02	Losa aligerada	No presenta deflexión
2	LA-02	Fisura en losas	Oficina 02	Losa aligerada	No presenta deflexión
3	LA-03	Fisura en losas	Oficina 03	Losa aligerada	No presenta deflexión
4	LA-04	Fisura en losas	Oficina 01	Losa aligerada	No presenta deflexión
5	LA-05	Fisura en losas	Oficina 04	Losa aligerada	No presenta deflexión
6	LA-06	Fisura en losas	Recibo	Losa nervada	No presenta deflexión
7	LA-07	Fisura en losas	Oficina 05	Losa nervada	No presenta deflexión
8	LA-08	Fisura en losas	Oficina 05	Losa aligerada	No presenta deflexión
9	LA-09	Fisura en losas	Oficina 06	Losa aligerada	No presenta deflexión
10	LA-10	Fisura en losas	Oficina 07	Losa aligerada	No presenta deflexión
11	LA-11	Fisura en losas	Oficina 08	Losa aligerada	No presenta deflexión
12	LA-12	Fisura en losas	Oficina 08	Losa aligerada	No presenta deflexión

Tabla 46.*Evaluación de patologías en tabiquería (elem. no estructurales).*

ÍTEMS	EXPLORACIÓN		UBICACIÓN		EVALUACIÓN
	FICHA	DESCRIPCIÓN	AMBIENTE	TIPO DE ELEMENTO	
1	T-01	Fisuras en tabique	Oficina 02	Tabique	Interacción tabique - pórtico
2	T-02	Fisuras en tabique	Oficina 02	Tabique	Interacción tabique - pórtico
3	T-03	Fisuras en tabique	Oficina 02	Tabique	Interacción tabique - pórtico
4	T-04	Fisuras en tabique	Oficina 02	Tabique	Interacción tabique - pórtico
5	T-05	Fisuras en tabique	Oficina 02	Tabique	Interacción tabique - pórtico
6	T-06	Fisuras en tabique	Oficina 03	Tabique	Interacción tabique - pórtico
7	T-07	Fisuras en tabique	Oficina 01	Tabique	Interacción tabique - pórtico
8	T-08	Fisuras en tabique	Oficina 04	Tabique	Interacción tabique - pórtico
9	T-09	Fisuras en tabique	Oficina 01	Tabique	Interacción tabique - pórtico
10	T-10	Fisuras en tabique	Oficina 05	Tabique	Interacción tabique - pórtico
11	T-11	Fisuras en tabique	Oficina 06	Tabique	Interacción tabique - pórtico
12	T-12	Fisuras en tabique	Oficina 07	Tabique	Interacción tabique - pórtico
13	T-13	Fisuras en tabique	Oficina 08	Tabique	Interacción tabique - pórtico
14	T-14	Fisuras en tabique	Oficina 08	Tabique	Interacción tabique - pórtico
15	T-15	Fisuras en tabique	Oficina 08	Tabique	Interacción tabique - pórtico
16	T-16	Fisuras en tabique	Oficina 08	Tabique	Interacción tabique - pórtico
17	T-17	Fisuras en tabique	Oficina 05	Tabique	Interacción tabique - pórtico
18	T-18	Fisuras en tabique	Pasadizo	Tabique	Interacción tabique - pórtico

19	T-19	Fisuras en tabique	Oficina 05	Tabique	Iteracción tabique - portico
----	------	--------------------	------------	---------	------------------------------

4.1.6.5 Resultados.

Las fisuras encontradas en los tabiques de albañilería son por el efecto de interacción de estos con el pórtico de concreto, actualmente trabajan acoplados entre sí, debiendo independizarse mediante juntas de dilatación.

Las losas del segundo piso presentan fisuras superficiales, sin embargo, el elemento no presenta deflexiones, ni desprendimiento del recubrimiento; no estando comprometida su rigidez, se recomienda proteger y aislar la humedad del ambiente mediante la colocación de un ladrillo pastelero sobre el sistema de entrepiso para evitar posibles problemas de corrosión.

Las vigas del segundo piso presentan fisuras superficiales, sin embargo, el elemento no presenta deflexiones, ni desprendimiento del recubrimiento; no estando comprometida su rigidez, se recomienda proteger y aislar la humedad del ambiente mediante la colocación de un ladrillo pastelero sobre el sistema de entrepiso para evitar posibles problemas de corrosión.

4.1.7 Modelo Matemático.

De acuerdo a la investigación realizada se indica que esta edificación corresponde a la componente "Obra Nueva" del Proyecto Integral de restauración, adaptación y restitución de la Quinta Presa financiado por el Banco de la Vivienda del Perú en el año 1981 y ejecutado por el Instituto Nacional de Cultura; estando a cargo de la ejecución el Arquitecto Juan Luis Birimisa Aza.

Esta edificación está compuesta de 3 bloques independizados entre si mediante juntas de dilatación, la edificación está compuesta por un sistema de pórticos de concreto armado unidos por un sistema de entrepiso (Losas) en cada nivel.

De acuerdo al año en el cual se desarrolló el proyecto (1981) se deduce que se elaboró con el Nuevo Reglamento Nacional de Construcciones de 1970 y la Norma de Diseño Sismo Resistente de 1977 vigentes para aquella época.

4.1.7.1 Normativa. La normativa empleada es la siguiente:

- Nuevo Reglamento Nacional de Construcciones de 1970
- Norma de Diseño Sismo Resistente de 1977
- Norma E.020 CARGAS (2020) del RNE
- Norma E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE (2020)
- Norma E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES (2020)
- Norma E.060 CONCRETO ARMADO (2020)

4.1.7.2 Estudios Previos. Se realizó un estudio de Mecánica de Suelos para poder determinar los parámetros sísmicos y análisis de cimentación.

Parámetros Sísmicos

- Factor de Zona (Z) : Zona 4 , Z=0.45
- Tipo de Perfil del Suelo: S2 Suelo Intermedio
- Factor de Suelo (S) : 1.05
- Periodos: Tp (0.60) y TL (2.00)
- Factor de Amplificación Sísmica : C=2.5

Análisis de la Cimentación

- Estrato de Apoyo: Gravas Mal Graduada (GP) y Grava Limosa (GM)
- Profundidad mínima de desplante: 1.80m
- Capacidad Admisible (Datos más conservadores del EMS)
- Cimentación Cuadrada (Qadm) : 2.37 kg/cm²
- Cimentación Corrida (Qadm) : 1.92 kg/cm²
- Cimentación Rectangular (Qadm) : 2.20 kg/cm²
- Asentamiento: menor al rango permisible 1"
- Cimentación: Zapatas
- Cemento: Tipo I , la exposición a sulfatos, cloruros y sales es insignificante

4.1.7.3 Materiales. Los materiales a analizar son los siguientes:

4.1.7.3.1 Concreto Armado

Concreto

- Resistencia a la Compresión ($f'c$) = 175 kg/cm² (Ver Capitulo A)
- Módulo de Elasticidad (E_c) = $15\,000 \sqrt{f'c}$ kg/cm² (8.5.2) E.060
- Relación de Poisson (μ) = 0.15 (8.5.4) (8.5.2) E.060
- Módulo de Rigidez al Esfuerzo Cortante (G) = $E_c/2.3 = E_c / 2(1 + \mu)$..(8.5.4) E.060
- Deformación Unitaria Ultima (ϵ) = 0.003

Acero de Refuerzo

- Esfuerzo de Fluencia (f_y) = 4200 kg/cm²
- Módulo de Elasticidad (E_s) = 2' 000 ,000 kg/cm² = 200 000 MPa ... (8.5.5) E.060
- Deformación Unitaria en el inicio de la Fluencia (ϵ_y) = $f_y / E_s = 0.003$

4.1.7.4 Cargas. Las cargas de gravedad y sismo que se utilizan para el análisis estructural del Edificio se han determinado de acuerdo a Norma E.020 CARGAS (2020) y Norma E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE, se consideran 3 tipos de cargas:

4.1.7.4.1 Carga Muerta (CM)

Estas son cargas permanentes que la estructura soporta, se considera el peso de los materiales que conforman la edificación, peso propio de elementos estructurales, acabados, tabiquería de cerramiento, se indica las cargas principales que fueron consideradas para el modelo estructural.

- Concreto Armado (γ) = 2400 kg/m³
- Losa Nervada (h=0.35 m) = 360 kg/m²
- Losa Aligerada (h=0.25 m) = 350 kg/m²
- Losa Aligerada (h=0.20 m) = 300 kg/m²
- Acabados = 100 kg/m²
- Unidades de albañilería solida = 1800 kg/m³
- Revoque mortero de cemento = 2000 kg/m³
- Muros de Drywall = 40 kg/m²
- Vidrio = 2500 kg/m³

4.1.7.4.2 Carga Viva (CV)

Es el peso eventual de los ocupantes de acuerdo al uso y elementos movibles soportados por la edificación, se indica las cargas principales que fueron consideradas para el modelo estructural.

- Oficinas:
- Oficinas (S/C) = 250 kg/m²
- Tabiquería Móvil (S/C) = 100 kg/m²
- Corredores y Escaleras (S/C) = 400 kg/m²
- Archivo (Deposito) (S/C) = 400 kg/m²

Lugares de Asamblea:

- Sala de Exposiciones (S/C) = 400 kg/m²

Carga Viva Azotea:

- Azotea (S/C) = 100 kg/m²

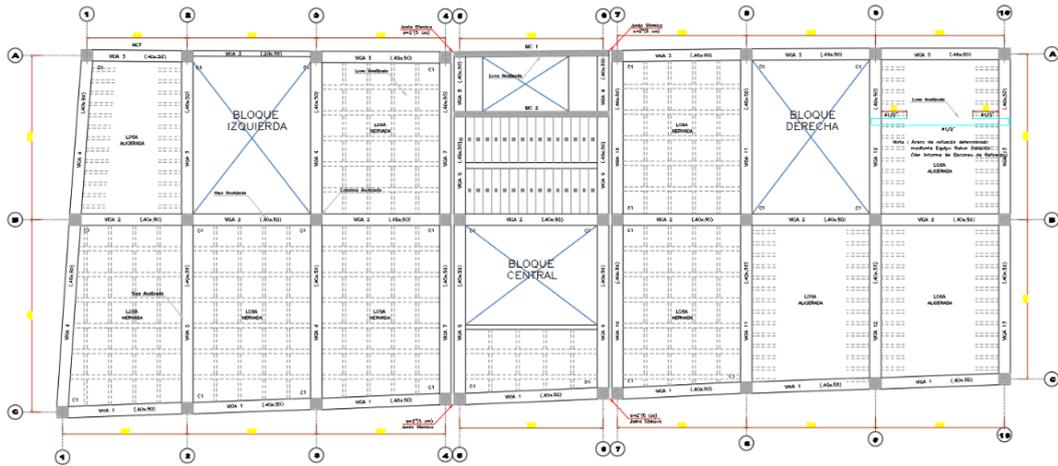
4.1.7.4.3 Carga de Sismo (CS)

Estas son las cargas que se generan debido a la acción sísmica sobre la estructura, se determinan mediante el Análisis Estático y Análisis Dinámico que indica la Norma E.030.

4.1.7.5 Diagnostico Estructural. El diagnóstico del edificio se realiza mediante el análisis estructural considerando actuando en él solicitaciones de cargas de gravedad y sismo de acuerdo a los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones. Se determina el comportamiento estructural del estado actual del edificio y se evalúa las resistencias de diseño instaladas en los elementos que componen el sistema estructural respecto a las solicitaciones actuantes. El edificio contemporáneo está conformado por 3 bloques independizados entre sí por juntas de dilatación ($e=2''$); por lo tanto, se realizara el modelo matemático de forma independiente para cada uno de los bloques.

Ilustración 29.

Edificio Contemporáneo (Bloque Izquierda, Central, Derecha)



Nota. El plano en referencia nos muestra los tres bloques de estudio.

4.1.7.6 Comportamiento Estructural del Edificio.

4.1.7.6.1 Edificio Contemporáneo – bloque izquierdo.

- Arquitectura:
El Estado Actual de la arquitectura considera 01 sótano y 02 pisos con la siguiente distribución de ambientes:

Ilustración 30.

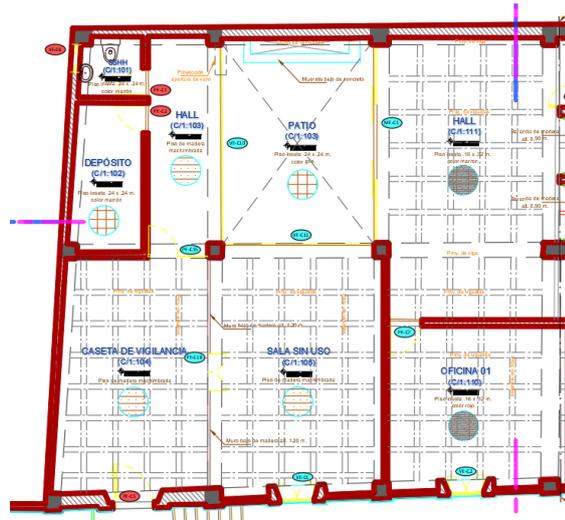
Semisótano Bloque Izquierda.



Nota. El plano en referencia nos muestra la arquitectura del bloque de estudio.

Ilustración 31.

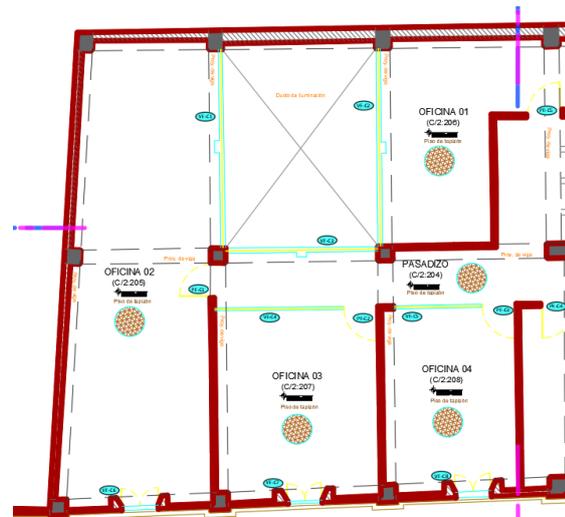
Primer piso bloque izquierda.



Nota. El plano en referencia nos muestra la arquitectura del bloque de estudio.

Ilustración 32.

Segundo Piso Bloque Izquierda.



Nota. El plano en referencia nos muestra la arquitectura del bloque de estudio.

- Configuración estructural.

Semisotano:

El edificio se encuentra estructurado considerando Pórticos de concreto armado en las direcciones de análisis X y Y, estableciendo 3 ejes de Pórticos en la dirección X y 4 ejes de Pórticos en la dirección Y. Los muros constituyen tabiquería de cerramiento de acuerdo al proyecto de arquitectura, estos tabiques

actualmente no se encuentran aislados de la estructura principal apreciándose patrones de fallas debido a la interacción que se tiene con los pórticos. Los elementos estructurales están distribuidos y dimensionados de la siguiente manera:

Semisótano

Columnas : C 1 y C 2 ($b = .40 \text{ m}$, $t = .40 \text{ m}$)

Vigas : V1,V2,V3 (Sentido X) $b = .40 \text{ m}$ x $h = .55 \text{ m}$;
V4,V5,V6 y V7 (Sentido Y) $b = .40 \text{ m}$ x $h = .55 \text{ m}$

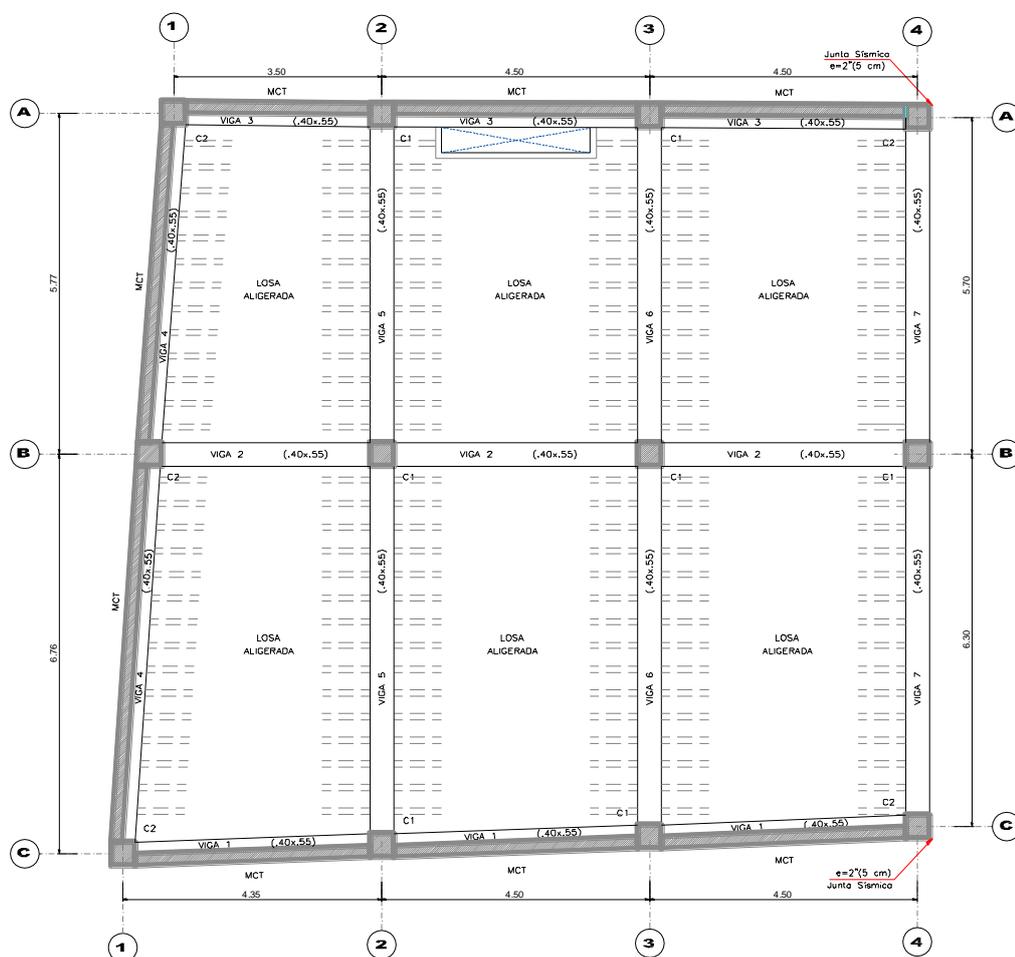
Losas Aligeradas : $h = .25 \text{ m}$

Muros de Contención : MCT $e = .20 \text{ m}$ (Perimetral)

Cimentación : Zapatas

Ilustración 33.

Semisótano bloque izquierdo.



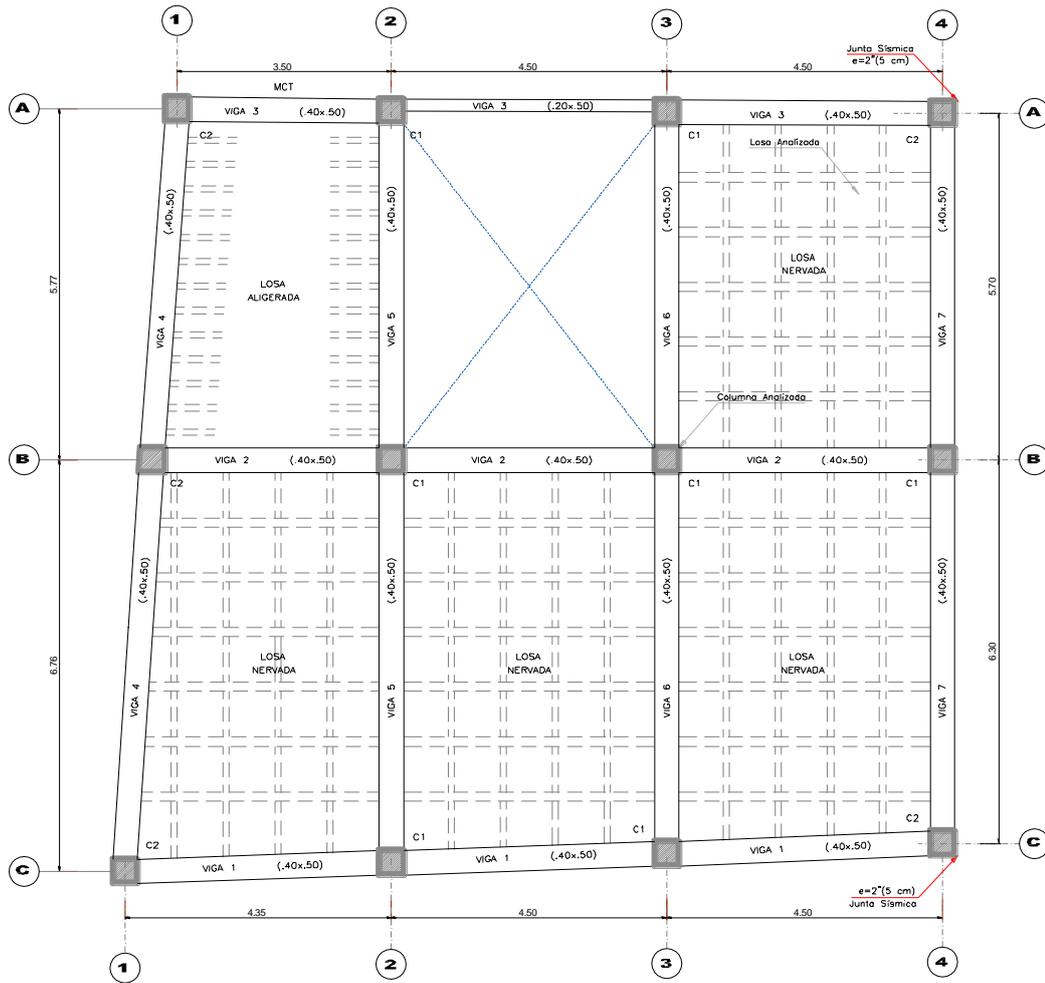
Nota. El plano en referencia nos muestra la estructura del bloque de estudio.

Primer piso:

Columnas	: C 1 y C 2 (b =.40 m , t=.40 m)
Vigas	: V1,V2,V3 (Sentido X) b= .40m x h=.50m ; V4,V5,V6 y V7 (Sentido Y) b= .40m x h=.50m
Losas Nervadas	: h=.35 m b=.15m x h=.25m (Nervios Sentido X) , Losa e=.10m b=.10m x h=.15m (Nervios Sentido Y) , Losa e=.10m
Losas Aligeradas	: h=.25 m

Ilustración 34.

Primer piso bloque izquierdo.



Nota. El plano en referencia nos muestra la estructura del bloque de estudio.

Segundo piso:

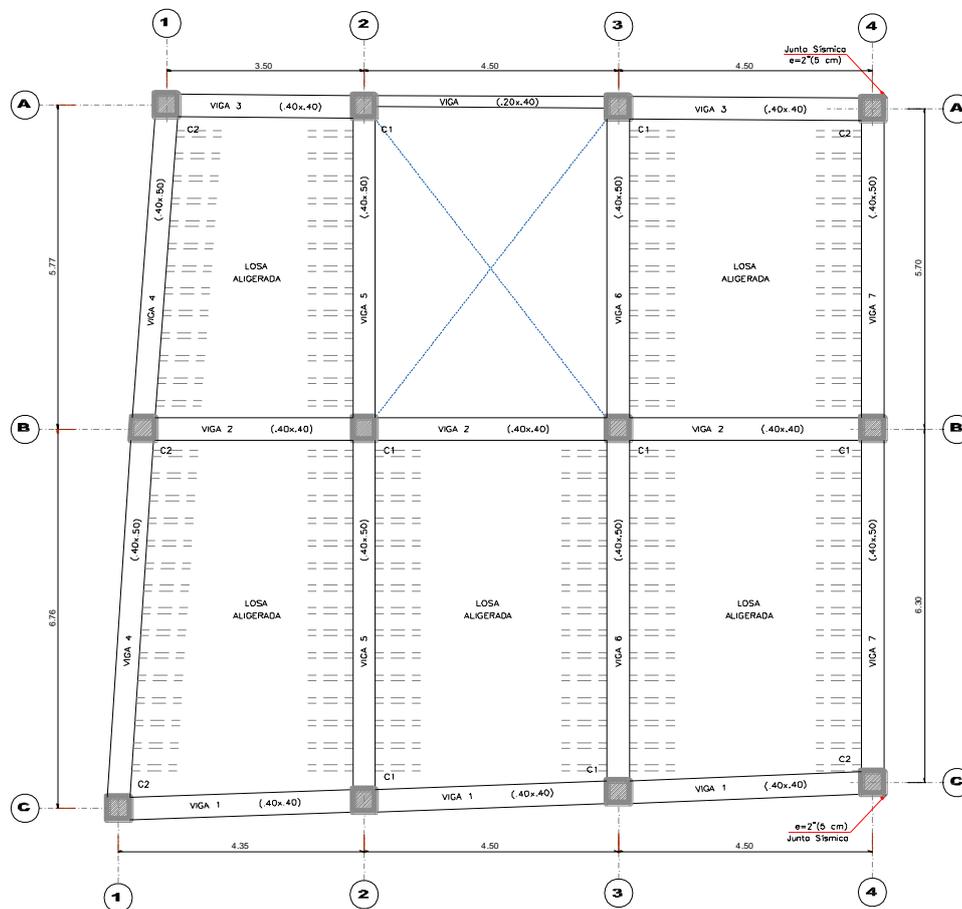
Columnas : C 1 y C 2 ($b = .40 \text{ m}$, $t = .40 \text{ m}$)

Vigas : V1,V2,V3 (Sentido X) $b = .40 \text{ m}$ x $h = .40 \text{ m}$;
 V4,V5,V6 y V7 (Sentido Y) $b = .40 \text{ m}$ x $h = .50 \text{ m}$

Losas Aligeradas : $h = .20 \text{ m}$

Ilustración 35.

Segundo piso bloque izquierdo



Nota. El plano en referencia nos muestra la estructura del bloque de estudio.

- Sistema Estructural:

Se ha determinado el sistema estructural resistente a solicitaciones de cargas de gravedad y sísmicas para las 2 direcciones de análisis según los lineamientos de la Norma E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE

Dirección X (Horizontal) : Pórticos de Concreto Armado (E.030 Artículo 16.1)

Dirección Y (Horizontal) : Pórticos de Concreto Armado (E.030 Artículo 16.1)

- Análisis Estructural:

Se indican las consideraciones para crear el modelo matemático y métodos de análisis estructural a fin de determinar la respuesta del edificio ante solicitaciones de gravedad y de sismo.

Modelo Matemático

Se desarrollo un modelo tridimensional del edificio, constituido por Pórticos empotrados en la base y unidos en cada nivel por losas que se comportan como diafragmas rígidos, cada diafragma tiene 3 grados de libertad, dos traslaciones y un giro en planta ubicados en el centro de masa. Las vigas y columnas fueron representadas por elementos barra (frame), los muros y losas por elementos bidimensionales (Shell), adicionalmente se asignó las restricciones que permitan modelar el confinamiento del semisótano.

Método de Análisis

El análisis sísmico realizado para el edificio fue del tipo Estático y Dinámico Tridimensional utilizando el espectro de respuesta indicado en la norma E.030 y para la obtención de fuerzas y desplazamientos se empleó la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de las formas de modo de vibración, con un amortiguamiento del 5%.

- Consideraciones Sismorresistentes E.030 (2020)
- Número de Pisos: 03
- Sistema Estructural
- Dirección X: Pórticos de Concreto Armado
- Dirección Y: Pórticos de Concreto Armado
- Parámetros de Análisis Sísmico
- Factor de Zona (Z) : Z=0.45 , Zona 4
- Categoría de la Edificación : U=1.3 B (Edif. Importantes)
- Tipo de Perfil del Suelo : S2 Suelo Intermedio
- Factor de Suelo (S) : 1.05
- Periodos : Tp (0.60) y TL (2.00)
- Factor de Amplificación Sísmica : C=2.5
- Coeficiente Básico de Reducción (X) : Ro = 8
- Coeficiente Básico de Reducción (Y) : Ro = 8
- Factor de Irregularidad estructural en altura : Ia = 1

- Factor de Irregularidad estructural en planta : $I_p = 0.90$
- Coeficiente de Reducción de F.Sísmica (X) : $R(X) = R_o \times I_a \times I_p = 7.2$
- Coeficiente de Reducción de F.Sísmica (Y) : $R(Y) = R_o \times I_a \times I_p = 7.2$

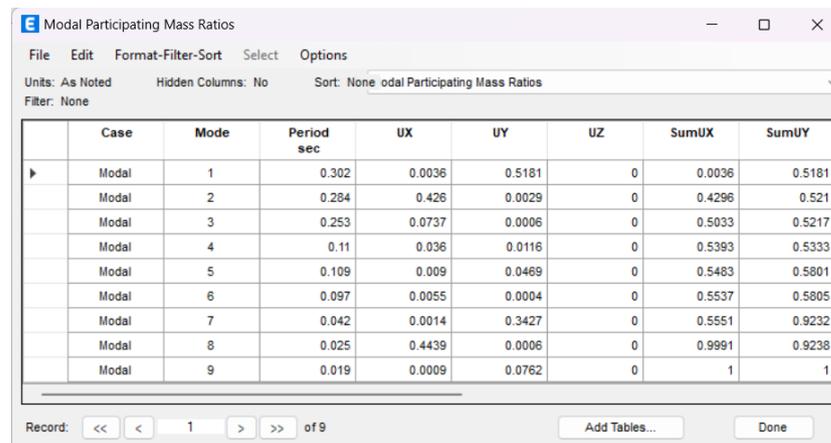
- Comportamiento sísmico de la edificación:

Periodos Naturales y Modos de Vibración

Se determinaron 9 modos de vibración para el Análisis Sísmico

Ilustración 36.

Nodos de vibración.

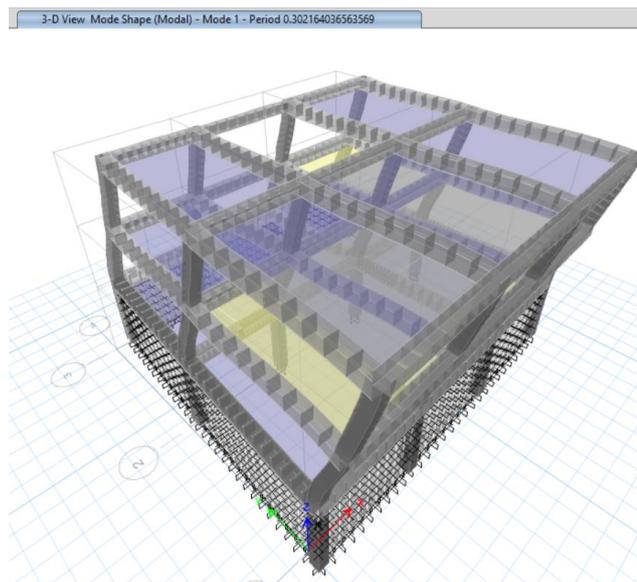


Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.302	0.0036	0.5181	0	0.0036	0.5181
Modal	2	0.284	0.426	0.0029	0	0.4296	0.521
Modal	3	0.253	0.0737	0.0006	0	0.5033	0.5217
Modal	4	0.11	0.036	0.0116	0	0.5393	0.5333
Modal	5	0.109	0.009	0.0469	0	0.5483	0.5801
Modal	6	0.097	0.0055	0.0004	0	0.5537	0.5805
Modal	7	0.042	0.0014	0.3427	0	0.5551	0.9232
Modal	8	0.025	0.4439	0.0006	0	0.9991	0.9238
Modal	9	0.019	0.0009	0.0762	0	1	1

Nota. Elaboración Propia.

Ilustración 37.

1er periodo y modo predominante, traslación en dirección Y.



Nota. Elaboración Propia.

Control de Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles (Derivas)

Para esta estructura irregular los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por el factor de 0.85 al coeficiente de reducción (R) los resultados de desplazamientos obtenidos del análisis lineal - elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas, según la norma E.030 Diseño Sismorresistente.

Ilustración 38.

Desplazamientos laterales.

Distorsiones por Diafragma Direccion "X" y "Y"									
Entrepiso	Caso de Analisis	Case Type	Step Type	Direccion	Deriva Elastica		R	Deriva Inelastica	Distorsion Maxima Artículo 32 E.030
Piso 2	Sismo Dinamico X	LinRespSpec	Max	X	0.001028	0.85	7.2	0.0063	0.007
Piso 2	Sismo Dinamico Y	LinRespSpec	Max	Y	0.001022	0.85	7.2	0.0063	0.007
Piso 1	Sismo Dinamico X	LinRespSpec	Max	X	0.001290	0.85	7.2	0.0079	0.007
Piso 1	Sismo Dinamico Y	LinRespSpec	Max	Y	0.001348	0.85	7.2	0.0082	0.007
Semisotano	Sismo Dinamico X	LinRespSpec	Max	X	0.000021	0.85	7.2	0.0001	0.007
Semisotano	Sismo Dinamico Y	LinRespSpec	Max	Y	0.000070	0.85	7.2	0.0004	0.007

Nota. Elaboración Propia.

Observamos que los desplazamientos relativos en el 1er piso en la dirección X y Y, son mayores al valor de 0.700% ó 0.007 permitido por la Norma

E.030 por lo tanto, la estructura no cumple con la máxima deriva admisible establecida por la norma.

Fuerza Cortante Mínima

Según la Norma E.030 para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante dinámica en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor al 90% para estructuras irregulares calculado mediante un análisis estático.

Ilustración 39.

Fuerza Cortante (v) dirección X y Y.

Fuerza Cortante (V) Direccion "X" y "Y"					
c	Direccion	V Estatico (Ton)	V Dinamico (Ton)	90% V Estatico (Ton)	F.Escala
2.5	X	105.10	67.87	94.59	1.39
2.5	Y	105.10	66.43	94.59	1.42

Nota. Se verifica que la Fuerza Cortante V Dinámico obtenido es menor al 90% de la Fuerza Cortante V Estático, en la dirección X y Y , por lo tanto se escalan las fuerzas.

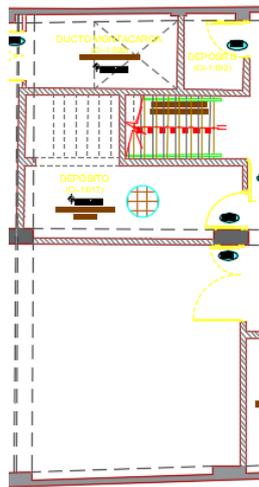
4.1.7.6.2 Edificio contemporáneo – bloque central.

- Arquitectura

El Estado Actual de la arquitectura considera 01 semisótano y 02 pisos con la siguiente distribución de ambientes:

Ilustración 40.

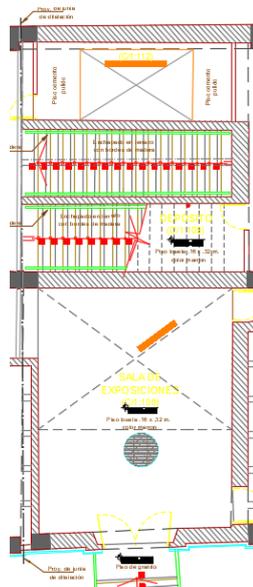
Semisótano bloque central.



Nota. El plano en referencia nos muestra la arquitectura del bloque de estudio.

Ilustración 41.

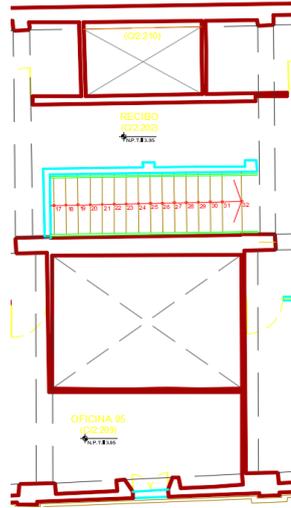
1er piso bloque central.



Nota. El plano en referencia nos muestra la arquitectura del bloque de estudio.

Ilustración 42.

2do Piso bloque central.



Nota. El plano en referencia nos muestra la arquitectura del bloque de estudio.

- Configuración estructural.

El edificio se encuentra estructurado considerando Pórticos y Muros de Corte de concreto armado en la dirección de análisis X y Pórticos de concreto armado en la dirección de análisis Y, estableciéndose 2 ejes de Pórticos en la dirección X, 2 ejes de Muros de Corte en la dirección X y 2 ejes de Pórticos en la dirección Y. Este bloque presenta una discontinuidad del diafragma significativa por la escalera principal y la doble altura de la salsa de exposiciones de acuerdo al proyecto de arquitectura. Los elementos estructurales están distribuidos y dimensionados de la siguiente manera:

Semisótano

Columnas : C 1 y C 2 (b =.40 m , t=.40 m)

Vigas : V1,V2, (Sentido X) b= .40m x h=.55m ;
V8,V9 (Sentido Y) b= .40m x h=.55m

Losas Aligeradas : h=.25 m

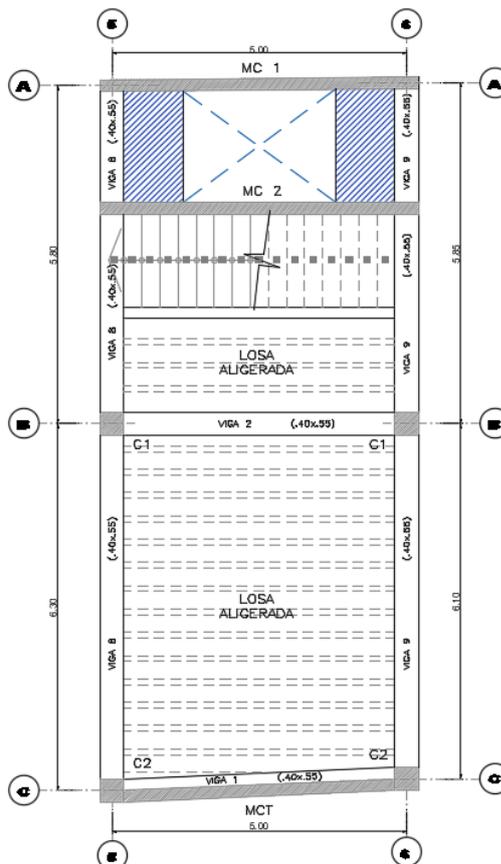
Muros de Contención : MCT e= .20 m (Perimetral)

Muros de Corte : MC 1 , MC 2 e= .20 m

Cimentación : Zapatas

Ilustración 43.

Semisótano bloque central.



Nota. El plano en referencia nos muestra la estructura del bloque de estudio.

1er Piso:

Columnas : C 1 y C 2 ($b = .40 \text{ m}$, $t = .40 \text{ m}$)

Vigas : V1, V2 (Sentido X) $b = .40 \text{ m}$ x $h = .50 \text{ m}$;
 V8, V9 (Sentido Y) $b = .40 \text{ m}$ x $h = .50 \text{ m}$

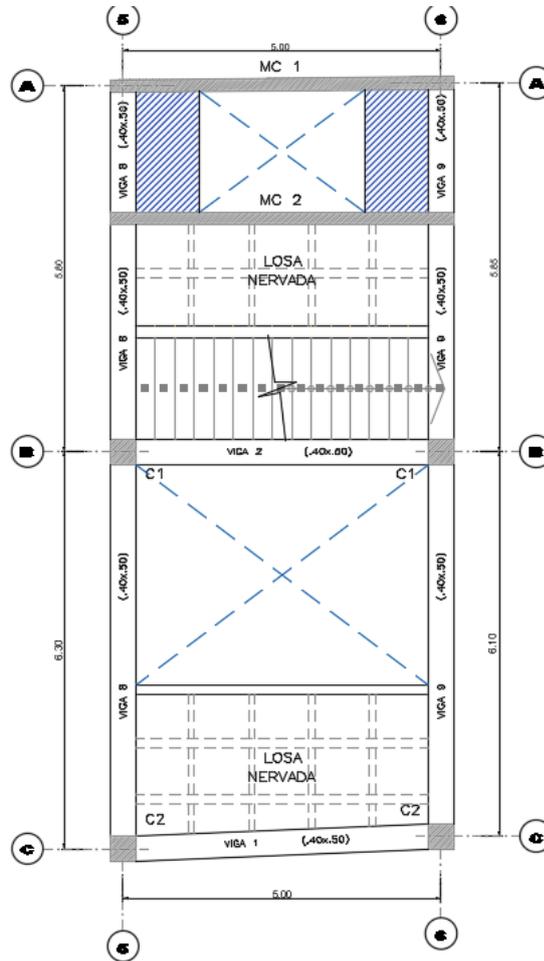
Losas Nervadas : $h = .35 \text{ m}$

$b = .15 \text{ m}$ x $h = .25 \text{ m}$ (Nervios Sentido X) , Losa $e = .10 \text{ m}$

$b = .10 \text{ m}$ x $h = .15 \text{ m}$ (Nervios Sentido Y) , Losa $e = .10 \text{ m}$

Ilustración 44.

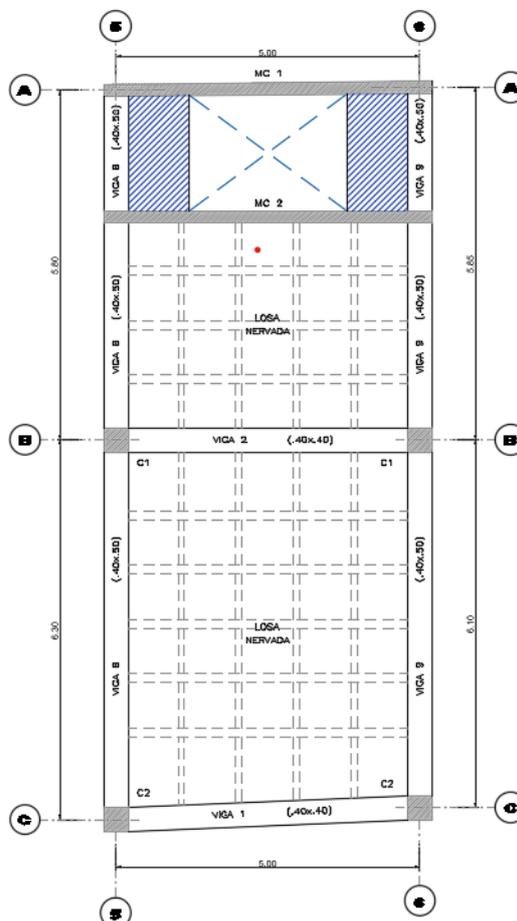
Primer piso bloque central.



Nota. El plano en referencia nos muestra la estructura del bloque de estudio.

2do piso:

Columnas : C 1 y C 2 ($b = .40 \text{ m}$, $t = .40 \text{ m}$)
 Vigas : V1, V2 (Sentido X) $b = .40 \text{ m}$ x $h = .40 \text{ m}$;
 V8, V9 (Sentido Y) $b = .40 \text{ m}$ x $h = .50 \text{ m}$
 Losas Nervadas : $h = .35 \text{ m}$

Ilustración 45.*Segundo piso central.*

Nota. El plano en referencia nos muestra la estructura del bloque de estudio.

- Sistema estructural:

Se ha determinado el sistema estructural resistente a solicitaciones de cargas de gravedad y sísmicas para las 2 direcciones de análisis según los lineamientos de la Norma E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE.

Dirección X (Horizontal) : Muros de Concreto Armado (E.030 Artículo 16.1)

Dirección Y (Horizontal) : Pórticos de Concreto Armado (E.030 Artículo 16.1)

- Análisis estructural:

Modelo Matemático

Se desarrollo un modelo tridimensional del edificio, constituido por Pórticos y Muros empotrados en la base y unidos en cada nivel por losas que se comportan como diafragmas rígidos, cada diafragma tiene 3 grados de libertad,

dos traslaciones y un giro en planta ubicados en el centro de masa. Debido a la discontinuidad del diafragma en el Semisótano y el primer piso se consideró 2 diafragmas sectorizados por sistema de entrepiso; el segundo piso tiene un sistema de entrepiso uniforme. Las vigas y columnas fueron representadas por elementos barra (frame), los muros y losas por elementos bidimensionales (Shell), adicionalmente se asignó las restricciones que permitan modelar el confinamiento del semisótano.

Método de Análisis

El análisis sísmico realizado para el edificio fue del tipo Estático y Dinámico Tridimensional utilizando el espectro de respuesta indicado en la norma E.030 y para la obtención de fuerzas y desplazamientos se empleó la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de las formas de modo de vibración, con un amortiguamiento del 5%.

Consideraciones Sismorresistentes E.030 (2020)

- Número de Pisos: 03
- Sistema Estructural
- Dirección X: Muros de Corte
- Dirección Y: Pórticos de Concreto Armado
- Parámetros de Análisis Sísmico
- Factor de Zona (Z) : Z=0.45 , Zona 4
- Categoría de la Edificación : U=1.3 B (Edif. Importantes)
- Tipo de Perfil del Suelo : S2 Suelo Intermedio
- Factor de Suelo (S) : 1.05
- Periodos : Tp (0.60) y TL (2.00)
- Factor de Amplificación Sísmica : C=2.5
- Coeficiente Básico de Reducción (X) : Ro = 6
- Coeficiente Básico de Reducción (Y) : Ro = 8
- Factor de Irregularidad estructural en altura : Ia = 0.90
- Factor de Irregularidad estructural en planta : Ip = 0.85
- Coeficiente de Reducción de F.Sísmica (X) : $R(X) = R_o \times I_a \times I_p = 4.59$

- Coeficiente de Reducción de F.Sísmica (Y) : $R(Y) = R_o \times I_a \times I_p = 6.12$

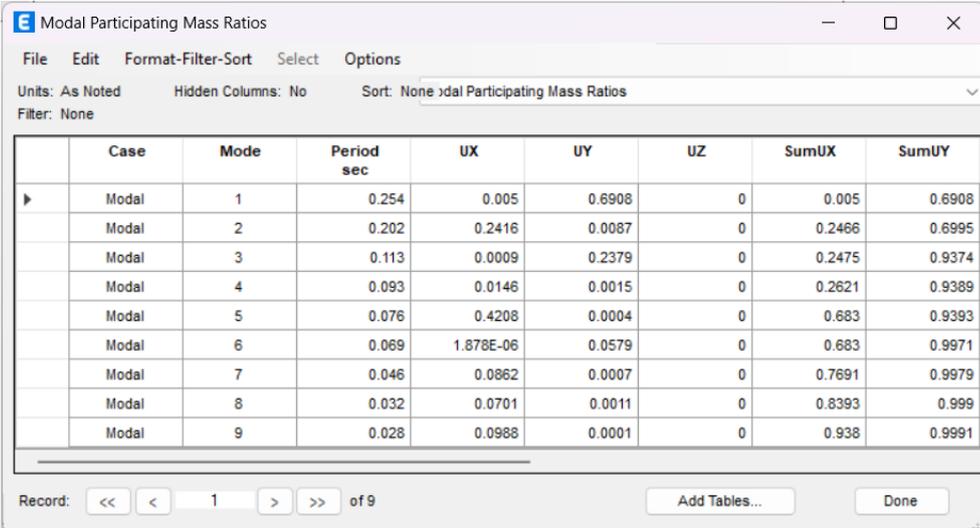
- Comportamiento sísmico de la edificación:

Periodos Naturales y Modos de Vibración

Se determinaron 9 modos de vibración para el Análisis Sísmico

Ilustración 46.

Nodos de vibración.

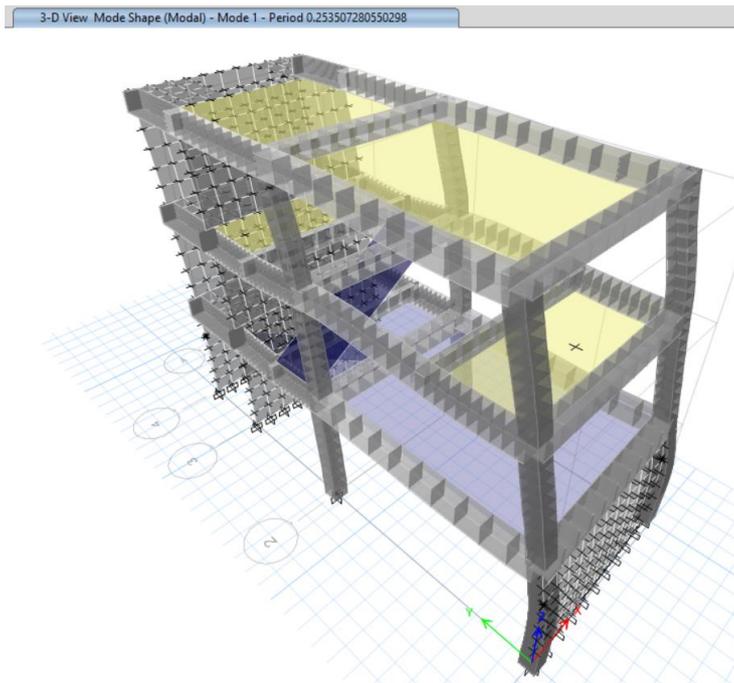


Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.254	0.005	0.6908	0	0.005	0.6908
Modal	2	0.202	0.2416	0.0087	0	0.2466	0.6995
Modal	3	0.113	0.0009	0.2379	0	0.2475	0.9374
Modal	4	0.093	0.0146	0.0015	0	0.2621	0.9389
Modal	5	0.076	0.4208	0.0004	0	0.683	0.9393
Modal	6	0.069	1.878E-06	0.0579	0	0.683	0.9971
Modal	7	0.046	0.0862	0.0007	0	0.7691	0.9979
Modal	8	0.032	0.0701	0.0011	0	0.8393	0.999
Modal	9	0.028	0.0988	0.0001	0	0.938	0.9991

Nota. Elaboración Propia.

Ilustración 47.

1er Periodo y modo predominante. Traslación en dirección Y.



Nota. Elaboración Propia.

Control de Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles (Derivas)

Para esta estructura irregular los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por el factor de 0.85 al coeficiente de reducción (R) los resultados de desplazamientos obtenidos del análisis lineal - elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas, según la norma E.030 Diseño Sismorresistente.

De acuerdo a la configuración estructural irregular la zona del edificio que tiene mayor desplazamiento se ubica en el eje C.

Ilustración 48.

Desplazamiento del eje c.

Distorsiones por Diafragma Direccion "X" y "Y"									
Entrepiso	Caso de Analisis	Case Type	Step Type	Direccion	Deriva Elastica		R	Deriva Inelastica	Distorsion Maxima Artículo 32 E.030
Piso 2	Sismo Dinamico X	LinRespSpec	Max	X	0.000901	0.85	4.59	0.0035	0.007
Piso 2	Sismo Dinamico Y	LinRespSpec	Max	Y	0.000872	0.85	6.12	0.0045	0.007
Piso 1	Sismo Dinamico X	LinRespSpec	Max	X	0.000972	0.85	4.59	0.0038	0.007
Piso 1	Sismo Dinamico Y	LinRespSpec	Max	Y	0.000840	0.85	6.12	0.0044	0.007
Semisotano	Sismo Dinamico X	LinRespSpec	Max	X	0.000044	0.85	4.59	0.0002	0.007
Semisotano	Sismo Dinamico Y	LinRespSpec	Max	Y	0.000336	0.85	6.12	0.0018	0.007

Nota. Elaboración Propia.

Fuerza Cortante Mínima

Según la Norma E.030 para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante dinámica en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor al 90% para estructuras irregulares calculado mediante un análisis estático.

Ilustración 49.

Fuerza cortante (V) dirección X y Y.

Fuerza Cortante (V) Direccion "X" y "Y"					
c	Direccion	V Estatico (Ton)	V Dinamico (Ton)	90% V Estatico (Ton)	F.Escala
2.5	X	78.03	40.89	70.23	1.72
2.5	Y	58.51	43.20	52.66	1.22

Nota. Elaboración Propia.

Se verifica que la Fuerza Cortante V Dinámico obtenido es menor al 90% de la Fuerza Cortante V Estático, en la dirección X y Y , por lo tanto se escalan las fuerzas.

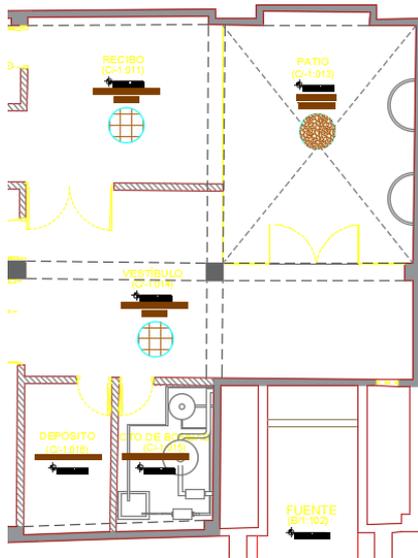
4.1.7.6.3 Edificio contemporáneo – derecha.

- Arquitectura

El estado actual de la arquitectura considera 01 semisótano y 02 pisos con la siguiente distribución de ambientes:

Ilustración 50.

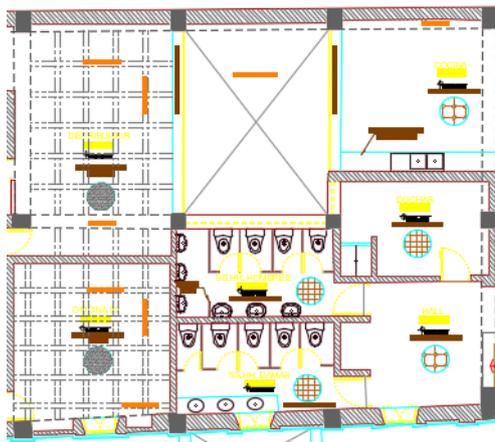
Semisótano bloque derecha.



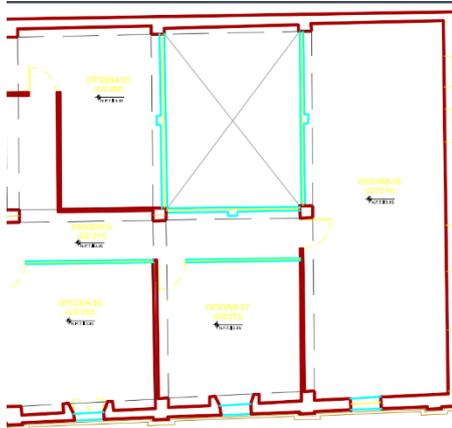
Nota. Elaboración propia.

Ilustración 51.

1er piso bloque derecha.



Nota. Elaboración propia.

Ilustración 52.*2do piso bloque derecha.*

Nota. Elaboración propia.

- Configuración estructural.

El edificio se encuentra estructurado considerando Pórticos de concreto armado en las direcciones de análisis X y Y, estableciendo 3 ejes de Pórticos en la dirección X y 4 ejes de Pórticos en la dirección Y. Los muros constituyen tabiquería de cerramiento de acuerdo al proyecto de arquitectura. Los elementos estructurales están distribuidos y dimensionados de la siguiente manera:

Semisótano

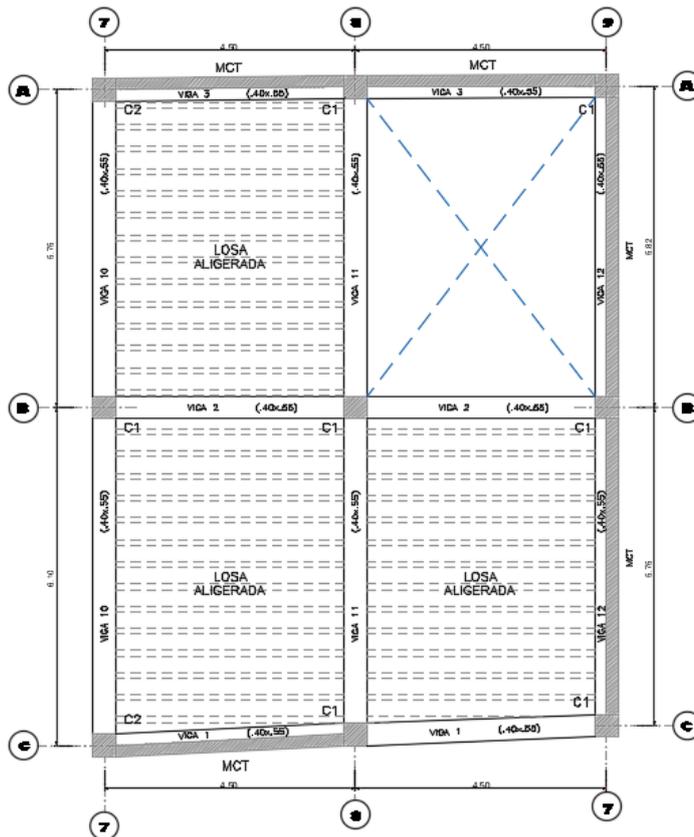
- Columnas : C 1 y C 2 ($b = .40 \text{ m}$, $t = .40 \text{ m}$)
- Vigas : V1,V2,V3 (Sentido X) $b = .40 \text{ m}$ x $h = .55 \text{ m}$
- V10,V11,V12 (Sentido Y) $b = .40 \text{ m}$ x $h = .55 \text{ m}$

h=.55m

- Losas Aligeradas : $h = .25 \text{ m}$
- Muros de Contención : MCT $e = .20 \text{ m}$ (Perimetral)
- Cimentación : Zapatas

Ilustración 53.

Semisótano bloque derecho.



Nota. El plano en referencia nos muestra la estructura del bloque de estudio.

1er Piso

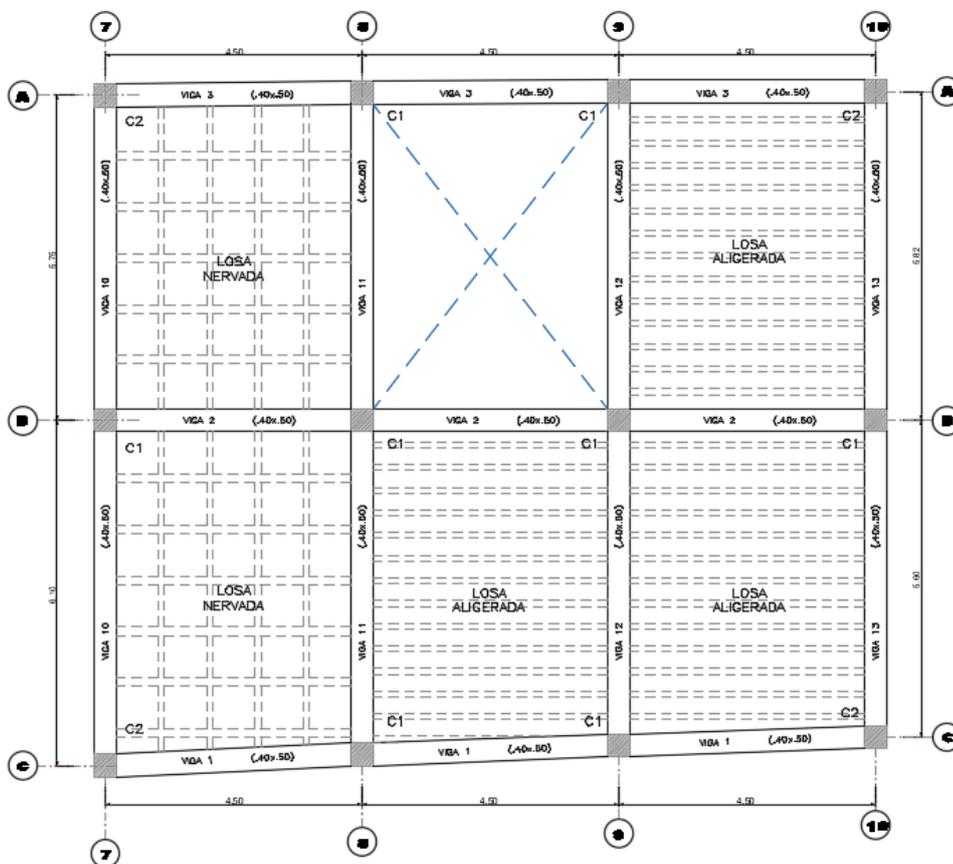
- Columnas : C 1 y C 2 ($b = .40 \text{ m}$, $t = .40 \text{ m}$)
- Vigas : V1, V2, V3 (Sentido X) $b = .40 \text{ m}$ x $h = .50 \text{ m}$
- V10, V11, V12, V13 (Sentido Y) $b = .40 \text{ m}$ x $h = .50 \text{ m}$
- Losas Nervadas : $h = .35 \text{ m}$
 - $b = .15 \text{ m}$ x $h = .25 \text{ m}$ (Nervios Sentido X) , Losa $e = .10 \text{ m}$

- $b=.10\text{m} \times h=.15\text{m}$ (Nervios Sentido Y) , Losa $e=.10\text{m}$

➤ Losas Aligeradas : $h=.25\text{ m}$

Ilustración 54.

1er piso bloque derecha.



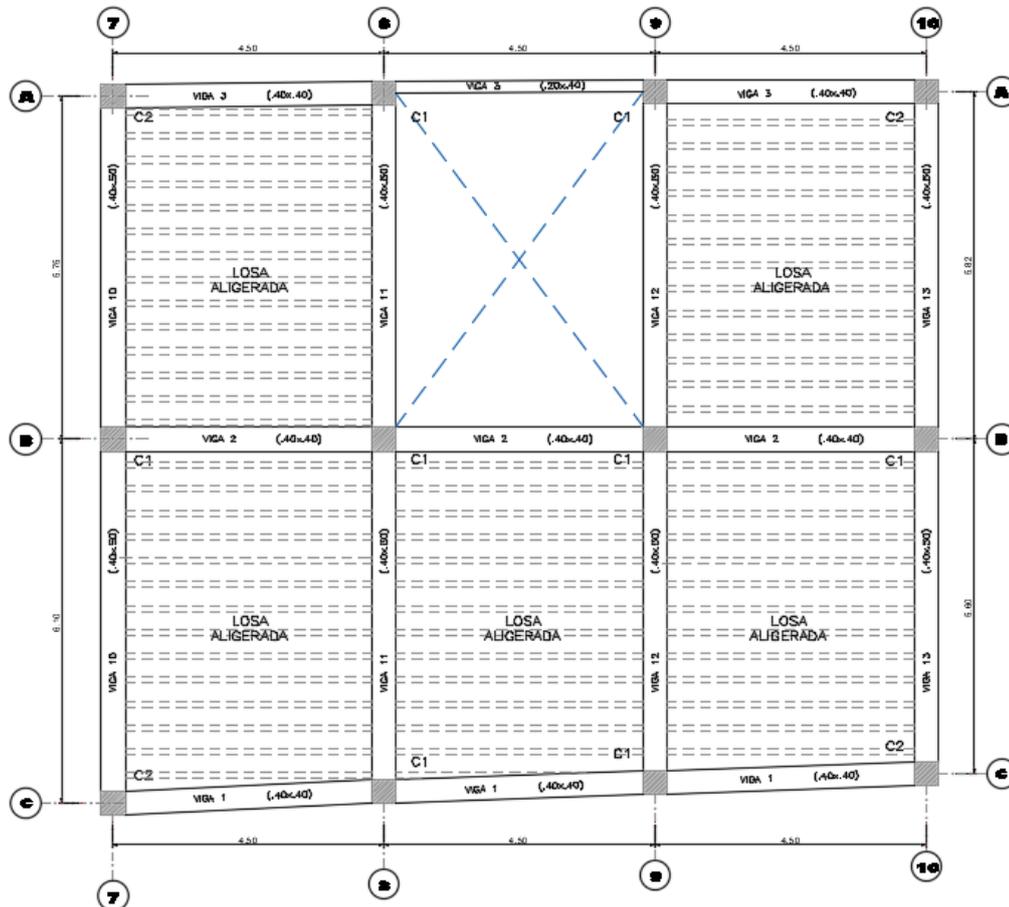
Nota. El plano en referencia nos muestra la estructura del bloque de estudio.

- 2do Piso
- Columnas : C 1 y C 2 ($b = .40\text{ m}$, $t = .40\text{ m}$)
- Vigas : V1, V2, V3 (Sentido X) $b = .40\text{ m} \times h = .40\text{ m}$
- V10, V11, V12, V13 (Sentido Y) $b = .40\text{ m} \times h = .50\text{ m}$

➤ Losas Nervadas : $h=.20$ m

Ilustración 55.

2do piso bloque derecha.



Nota. El plano en referencia nos muestra la estructura del bloque de estudio.

- Sistema estructural.

Se ha determinado el sistema estructural resistente a solicitaciones de cargas de gravedad y sísmicas para las 2 direcciones de análisis según los lineamientos de la Norma E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE

Dirección X (Horizontal) : Pórticos de Concreto Armado (E.030 Artículo 16.1)

Dirección Y (Horizontal) : Pórticos de Concreto Armado (E.030 Artículo 16.1)

- Análisis estructural.

Modelo Matemático

Se desarrollo un modelo tridimensional del edificio, constituido por Pórticos empotrados en la base y unidos en cada nivel por losas que se comportan como diafragmas rígidos, cada diafragma tiene 3 grados de libertad, dos traslaciones y un giro en planta ubicados en el centro de masa. Las vigas y columnas fueron representadas por elementos barra (frame), los muros y losas por elementos bidimensionales (Shell), adicionalmente se asignó las restricciones que permitan modelar el confinamiento del semisótano.

Método de Análisis

El análisis sísmico realizado para el edificio fue del tipo Estático y Dinámico Tridimensional utilizando el espectro de respuesta indicado en la norma E.030 y para la obtención de fuerzas y desplazamientos se empleó la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de las formas de modo de vibración, con un amortiguamiento del 5%.

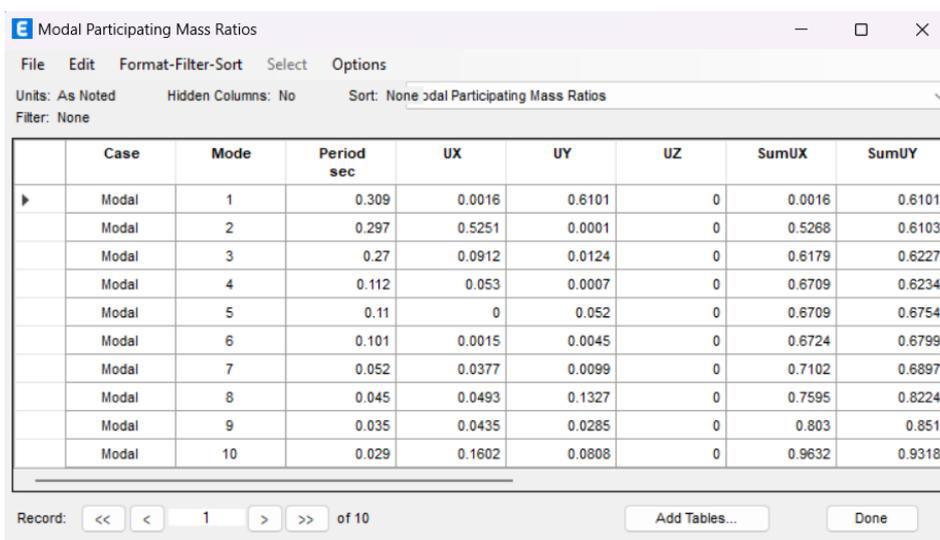
Consideraciones Sismorresistentes E.030 (2020)

- Número de Pisos: 03
- Sistema Estructural
- Dirección X: Pórticos de Concreto Armado
- Dirección Y: Pórticos de Concreto Armado
- Parámetros de Análisis Sísmico
- Factor de Zona (Z) : Z=0.45 , Zona 4
- Categoría de la Edificación : U=1.3 B (Edif. Importantes)
- Tipo de Perfil del Suelo : S2 Suelo Intermedio
- Factor de Suelo (S) : 1.05
- Periodos : Tp (0.60) y TL (2.00)
- Factor de Amplificación Sísmica : C=2.5
- Coeficiente Básico de Reducción (X) : Ro = 8
- Coeficiente Básico de Reducción (Y) : Ro = 8
- Factor de Irregularidad estructural en altura : Ia = 1.00
- Factor de Irregularidad estructural en planta : Ip = 0.90

- Coeficiente de Reducción de F.Sísmica (X) : $R(X) = R_0 \times I_a \times I_p$
=7.2
 - Coeficiente de Reducción de F.Sísmica (Y) : $R(Y) = R_0 \times I_a \times I_p$
=7.2
- Comportamiento sísmico de la edificación.

Ilustración 56.

Periodos naturales y modos de vibración.

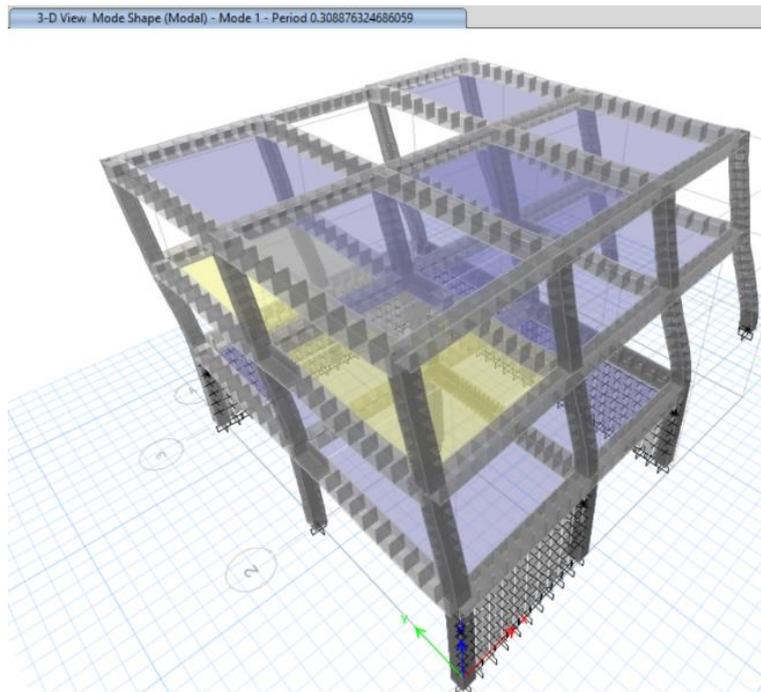


Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.309	0.0016	0.6101	0	0.0016	0.6101
Modal	2	0.297	0.5251	0.0001	0	0.5268	0.6103
Modal	3	0.27	0.0912	0.0124	0	0.6179	0.6227
Modal	4	0.112	0.053	0.0007	0	0.6709	0.6234
Modal	5	0.11	0	0.052	0	0.6709	0.6754
Modal	6	0.101	0.0015	0.0045	0	0.6724	0.6799
Modal	7	0.052	0.0377	0.0099	0	0.7102	0.6897
Modal	8	0.045	0.0493	0.1327	0	0.7595	0.8224
Modal	9	0.035	0.0435	0.0285	0	0.803	0.851
Modal	10	0.029	0.1602	0.0808	0	0.9632	0.9318

Nota. Se determinaron 10 modos de vibración para el Análisis Sísmico.

Ilustración 57.

1er periodo y modo predominante, traslación en dirección Y.



Nota. Elaboración propia.

- Control de Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles (Derivas)

Para esta estructura irregular los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por el factor de 0.85 al coeficiente de reducción (R) los resultados de desplazamientos obtenidos del análisis lineal - elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas, según la norma E.030 Diseño Sismorresistente.

De acuerdo a la configuración estructural irregular la zona del edificio que tiene mayor desplazamiento se ubica en el eje C

Ilustración 58.

Distorsiones por diafragma dirección "X" y "Y"

Distorsiones por Diafragma Dirección "X" y "Y"									
Entrepiso	Caso de Analisis	Case Type	Step Type	Direccion	Deriva Elastica		R	Deriva Inelastica	Distorsion Maxima Artículo 32 E.030
Piso 2	Sismo Dinamico X	LinRespSpec	Max	X	0.0010	0.85	7.2	0.0061	0.007
Piso 2	Sismo Dinamico Y	LinRespSpec	Max	Y	0.0010	0.85	7.2	0.0063	0.007
Piso 1	Sismo Dinamico X	LinRespSpec	Max	X	0.001413	0.85	7.2	0.0086	0.007
Piso 1	Sismo Dinamico Y	LinRespSpec	Max	Y	0.001530	0.85	7.2	0.0094	0.007
Semisotano	Sismo Dinamico X	LinRespSpec	Max	X	0.000081	0.85	7.2	0.0005	0.007
Semisotano	Sismo Dinamico Y	LinRespSpec	Max	Y	0.000074	0.85	7.2	0.0005	0.007

Nota. Observamos que los desplazamientos relativos en la dirección X y Y, tienen valores mayores a 0.700% ó 0.007 permitido por la Norma E.030 en el

segundo piso, por lo tanto, la estructura no cumple con la máxima deriva admisible establecida por la norma.

- Fuerza Cortante Mínima

Según la Norma E.030 para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante dinámica en el primer entrespacio del edificio no puede ser menor al 90% para estructuras irregulares calculado mediante un análisis estático.

Ilustración 59.

Fuerza cortante (V) dirección "X" y "Y"

Fuerza Cortante (V) Direccion "X" y "Y"					
c	Direccion	V Estatico (Ton)	V Dinamico (Ton)	90% V Estatico (Ton)	F.Escala
2.5	X	88.38	54.30	79.54	1.46
2.5	Y	88.38	56.67	79.54	1.40

Nota. Se verifica que la Fuerza Cortante V Dinámico obtenido es menor al 90% de la Fuerza Cortante V Estático, en la dirección X y Y , por lo tanto se escalan las fuerzas .

4.1.7.6.4 Separación entre edificios.

Según la Norma E.030 en el artículo 33 se establece las siguientes condiciones

$\Delta=0.0040$ Bloque Derecha , $\Delta=0.0043$ Bloque Izquierda

$S=(2/3)*(0.0040+0.0043) =0.055$ m

$S=0.006h > 0.03$ m donde $h=8.60$ m

$S=0.052 > 0.03$ m

$S_{\text{existente}}=0.0051$, la junta existente de 2 " es aceptable

4.1.7.6.5 Evaluación de la resistencia instalada en el edificio.

La evaluación se realiza a los elementos que conforman el sistema estructural existente resistente a cargas de gravedad y sismo, como son losas, vigas, columnas. El enfoque de esta evaluación considera determinar la resistencia actualmente instalada teniendo como datos de entrada la distribución del acero de refuerzo , geometría y características de los materiales; con esta data y de acuerdo a los lineamientos de la normativa del Reglamento Nacional de

Edificaciones vigente, se determina la resistencia instalada en los elementos; comparándola con las fuerzas actuantes provenientes del análisis estructural según las solicitaciones de carga , condiciones de uso y función actual del edificio.

La normativa E.060 de acuerdo a lo indicado en el ítem 20.2.5 permite incrementar el coeficiente de reducción de resistencia cuando se evalúa la resistencia de estructuras existentes; sin embargo, de forma conservadora esta consideración no se aplicará para la evaluación.

4.1.7.6.6 Evaluación de losas.

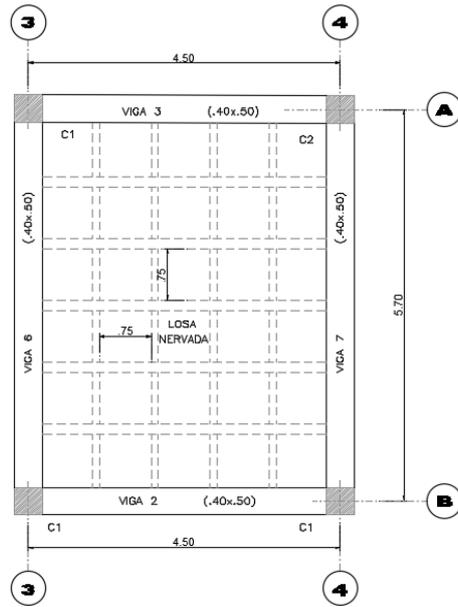
Los sistemas de entrepiso del Edificio están compuestos por Losas Aligeradas unidireccionales y Losas Nervadas bidireccionales, para esta evaluación se ha considerado las losas más exigidas por condiciones de cargas, geometría, distancia entre elementos de apoyo (lucos) y condiciones de borde.

Losa Nervada $h = .35$ m

La losa en estudio está ubicada en el primer piso entre los ejes 3 – 4 y ejes A-B del bloque izquierdo, sobre esta losa se encuentra la Oficina 01 y el Pasadizo. Según las dimensiones de la Losa se evaluó el cumplimiento del ítem 8.11 Disposiciones para Losas Nervadas del E.060 encontrándose conforme. De acuerdo al reporte del escáner del refuerzo de acero y la geometría, la losa presenta la siguiente configuración:

Ilustración 60.

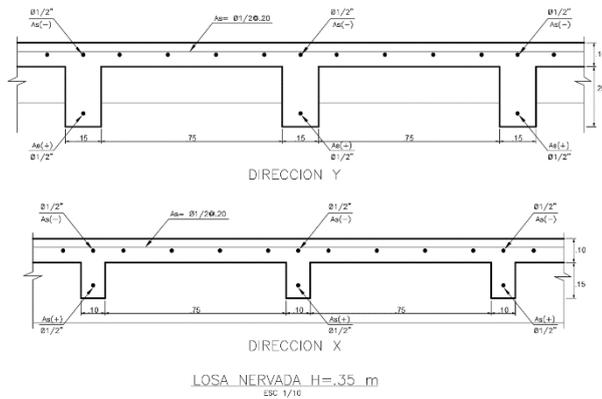
Dibujo en planta de losa nervada.



Nota. Elaboración propia.

Ilustración 61.

Corte de losa nervada.



Nota. Elaboración propia.

Metrado de Cargas

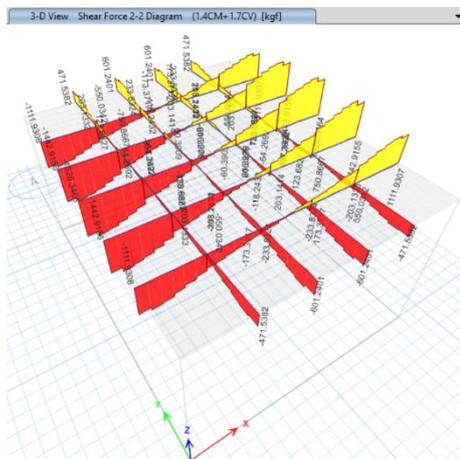
CM

Peso propio Losa Nervada h= .35 m : 360 kg/ m2

Acabados (Cielo raso + Piso terminado) : 100 kg/ m2

Ilustración 63.

Diagrama de fuerzas cortantes.



Nota. Vu (-)

Evaluación de la Resistencia a Flexión ΦM_n

De acuerdo a los datos obtenidos mediante el escaneo del acero de refuerzo los nervios tienen como acero opositivo y negativo una barra de $\Phi 1/2$, se procede a calcular la Resistencia a flexión de la viga T de acuerdo a los lineamientos del capítulo 10 E.0.60 del R.N.E

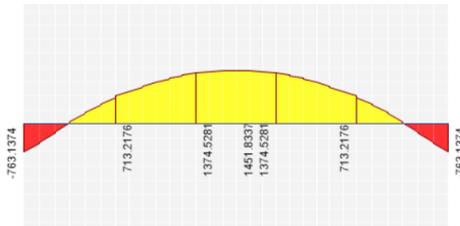
Ilustración 64.

Parámetros de losa nervada.

Losa Nervada h=35 cm $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$						
Peralte (h) (cm)	Peralte efectivo (d) (cm)	I_g (cm ⁴)	Mcr (+) (kg-cm)	Mcr (-) (kg-cm)	Asmin (+) (cm ²)	Asmin (-) (cm ²)
35.00	32.00	108,097.43	115,076.48	281,854.00	1.06	3.07

Momento Positivo(+)								
Φ barra	As (cm ²)	a (cm)	c (cm)	dt (cm)	es=et ≥ 0.004 (cm)	fs=fy (kg/cm ²)	Rango de falla ductil $c \leq 0.429dt$ (cm)	$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d-a/2)$ (kg-m)
1 Φ 1/2	1.29	0.40	0.48	32.00	0.1986	4,200.00	$c \leq 13.73$	1,550.52

Nota. Elaboración propia.

Ilustración 65.*Momento positivo.*Nota. $M_u(+)$ = 1,451.84 kg-m.

La Resistencia ΦM_n = 1,550.52 kg-m > M_u = 1,451.84 kg-m , lo cual indica que la losa tiene capacidad de ser sometidas a mayores solicitaciones , determinándose el Factor F.R = $\Phi M_n / M_u$ = 1.07.

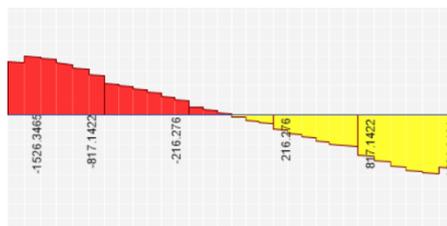
Evaluación de la Resistencia al Corte ΦV_n

La resistencia al Corte ΦV_n se calculó de acuerdo al ítem 11.3.1.1 y 8.11.8 del E.060 del R.N.E.

Ilustración 66.*Resistencia al corte.*

Φ	f_c (kg/cm ²)	b_w (cm)	d (cm)	$V_c = 0.53vfc bw d$ (kg)	$1.1 V_c = 1.1 (0.53vfc bw d)$ (kg)	$\Phi V_c = 1.1 (0.53vfc bw d)$ (kg)
0.85	175.00	15.00	32.00	3,365.40	3,701.94	3,146.65

Nota. Elaboración propia.

Ilustración 67.*Fuerza cortante.*Nota. $V_u(+)$ = 1,536.35 kg.

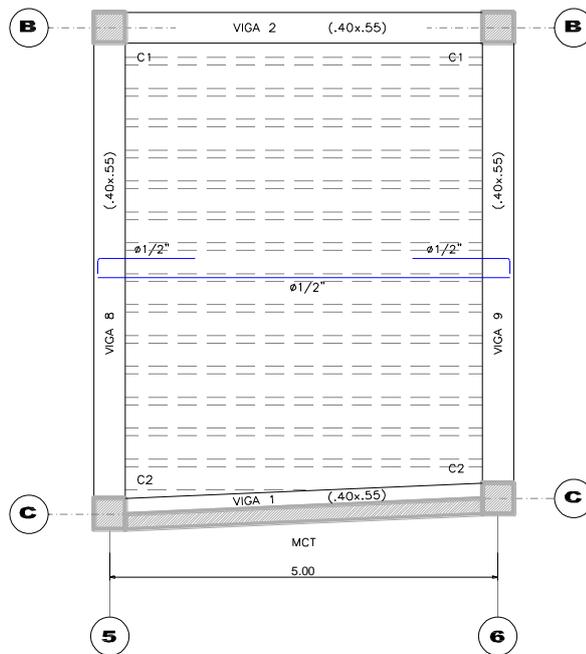
La Resistencia $\Phi V_n = \Phi V_c = 3,146.65 \text{ kg} > V_{ud} = 1,536.35 \text{ kg-m}$, lo cual indica que la losa tiene capacidad de ser sometidas a mayores solicitaciones , determinándose el Factor $F.R = \Phi V_n / V_{ud} = 2.05$.

Losa Aligerada $h = .25 \text{ m}$

La losa en estudio está ubicada en el sótano entre los ejes 5 – 6 y ejes B-C del bloque central, sobre esta losa se encuentra la Sala de Exposiciones; de acuerdo al reporte del escáner del acero de refuerzo y la geometría existente, la losa presenta la siguiente configuración:

Ilustración 68.

Dibujo en planta losa aligerada.



Nota. Elaboración propia.

Metrado de Cargas

CM

Peso propio Losa Aligerada $h = .25 \text{ m}$: $350 \text{ kg/m}^2 \times .40 \text{ m} = 140 \text{ kg/m}$

Acabados (Cielo raso + Piso terminado) : $100 \text{ kg/m}^2 \times .40 \text{ m} = 40 \text{ kg/m}$

CM = 180 kg/ m

1.4CM = 252 kg/ m

CV

Sobre carga (S/C) : 400 kg/ m² x .40 m = 160 kg/ m

CV = 160 kg/ m

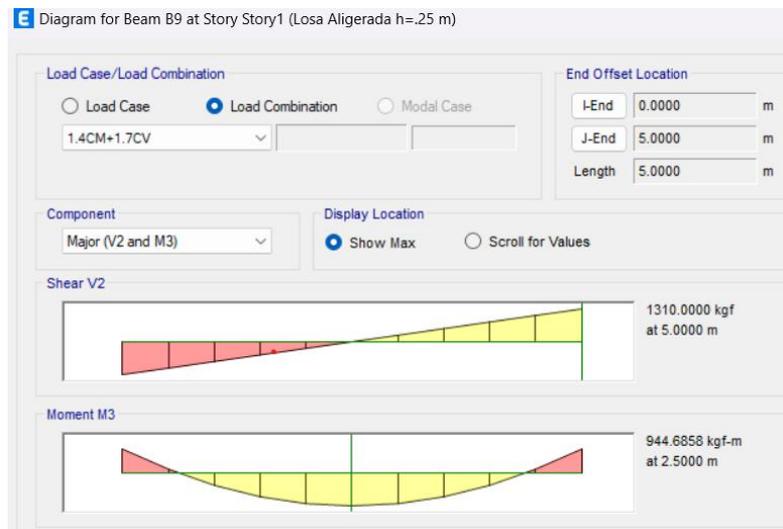
1.7CV = 272 kg/ m

WU = 1.4CM + 1.7CV = 524 kg/m

Análisis estructural.

Ilustración 69.

Diagrama en ETABS.



Nota. Imagen extraída del programa.

Evaluación de la Resistencia a Flexión ΦM_n

De acuerdo a los datos obtenidos mediante el escaneo del refuerzo los nervios tienen como acero opositivo y negativo una barra de $\Phi 1/2$, se procede a calcular la Resistencia a flexión de la viga T de acuerdo a los lineamientos del capítulo 10 E.0.60 del R.N.E

Ilustración 70.

Parámetros de losa aligerada.

Losa Aligerada h=25 cm $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$										
Peralte (h) (cm)	Peralte efectivo (d) (cm)	I_g (cm ⁴)	M_{cr} (+) (kg-cm)	M_{cr} (-) (kg-cm)	A_{sb} (+) (cm ²)	A_{sb} (-) (cm ²)	A_{smin} (+) (cm ²)	A_{smin} (-) (cm ²)	A_{smax} (+) (cm ²)	A_{smax} (-) (cm ²)
25.00	22.00	22,708.33	36,972.68	68,663.55	9.21	3.90	0.49	1.06	6.72	2.85
Momento Positivo(+)										
Φ barra	A_s (cm ²)	a (cm)	c (cm)	dt (cm)	$\epsilon_s = \epsilon_t \geq 0.004$ (cm)	$f_s = f_y$ (kg/cm ²)	Rango de falla dúctil $c \leq 0.429dt$ (cm)	$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d-a/2)$ (kg-m)		
1 $\Phi 1/2$	1.29	0.91	1.07	22.00	0.0586	4,200.00	$c \leq 9.44$	1,050.56		

Nota. La Resistencia $\Phi M_n = 1,050.56 \text{ kg-m} > M_u = 944.69 \text{ kg-m}$, lo cual indica que la losa tiene capacidad de ser sometidas a mayores solicitaciones , determinándose el Factor $F.R = \Phi M_n / M_u = 1.11$.

Evaluación de la Resistencia al Corte ΦV_n

La resistencia al Corte ΦV_n se calculó de acuerdo al ítem 11.3.1.1 y 8.11.8 del E.060 del R.N.E

Ilustración 71.

Resistencia al corte.

Φ	f'_c (kg/cm ²)	b_w (cm)	d (cm)	$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d$ (kg)	$1.1 V_c = 1.1 (0.53\sqrt{f'_c} b_w d)$ (kg)	$\Phi V_c = 1.1 (0.53\sqrt{f'_c} b_w d)$ (kg)
0.85	175.00	10.00	22.00	1,542.47	1,696.72	1,442.21

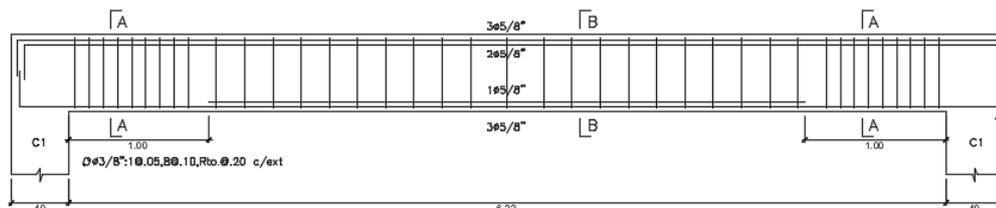
Nota. La Resistencia $\Phi V_n = \Phi V_c = 1,442.21 \text{ kg} > V_u = 1,310.00 \text{ kg} > V_{ud} = 1,089.92 \text{ kg}$, lo cual indica que la losa tiene capacidad de ser sometidas a mayores solicitaciones, determinándose el Factor $F.R = \Phi V_n / V_{ud} = 1.32$.

4.1.7.6.7 Evaluación de vigas.

La viga en estudio está ubicada en el semisótano entre los ejes B – C y eje 2 del bloque izquierdo, las fuerzas de diseño corresponden a las fuerzas escaladas según requerimientos del análisis sísmico. De acuerdo al reporte del escáner del acero de refuerzo y la geometría existente, la viga presenta el siguiente detalle:

Ilustración 72.

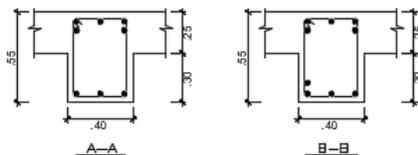
VS (.40x55) (entre eje B-C) semisótano



Nota. Elaboración Propia.

Ilustración 73.

Configuración de vigas.



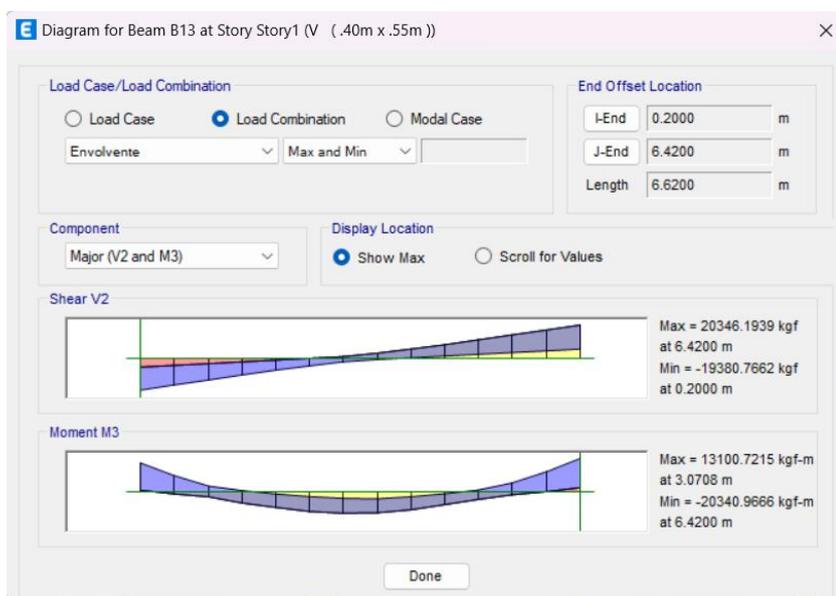
Nota : Acero de refuerzo determinada mediante Equipo Rebar Detector
(Ver Informe de Escaneo de Refuerzo)

Nota. Elaboración Propia.

Análisis estructural.

Ilustración 74.

Diagrama en ETABS.



Nota. Imagen extraída del programa.

Evaluación de la Resistencia a Flexión ΦM_n

De acuerdo a los datos obtenidos mediante el escaneo del refuerzo, se procede a calcular la Resistencia a flexión de la viga de acuerdo a los lineamientos del E.0.60 del R.N.E.

Ilustración 75.

Momento positivo.

Seccion	$A_{s_{min}} = 0.7 \sqrt{f_c} b w d / f_y$ (cm ²)	As provisto		a (cm)	c (cm)	dt (cm)	$\epsilon_s = \epsilon_t \geq 0.0040$ (cm)	f _s = f _y (kg/cm ²)	Rango de falla ductil $\epsilon \leq 0.429 dt$ (cm)	$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d-a/2)$ (kg-m)
		Ø barras	(cm ²)							
55 40	4.32	4 Ø5/8	7.96	5.62	6.61	49.000	0.0192	4,200.00	$\epsilon \leq 21.02$	13,898.20

Nota. La Resistencia $\Phi M_n = 13,898.20 \text{ kg-m} > M_u = 13100.72 \text{ kg-m}$, lo cual indica que la viga tiene capacidad de ser sometidas a mayores solicitaciones , determinándose el Factor $F.R = \Phi M_n / M_u = 1.06$.

Ilustración 76.

Momento negativo.

Seccion	$A_{s_{min}} = 0.7 \sqrt{f_c} b_w d / f_y$ (cm ²)	As provisto		a (cm)	c (cm)	dt (cm)	$e_s = e_t \geq 0.0040$ (cm)	$f_s = f_y$ (kg/cm ²)	Rango de falla ductil $c \leq 0.429dt$ (cm)	$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d-a/2)$ (kg-m)
		Φ barras	(cm ²)							
55  40	4.32	5 $\Phi 5/8$	9.95	7.02	8.26	49.000	0.0148	4,200.00	$c \leq 21.02$	19,009.54

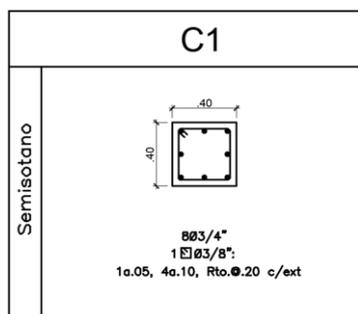
Nota. La Resistencia $\Phi M_n = 19,009.54 \text{ kg-m} < M_u = 20,340.97 \text{ kg-m}$ la condición es aceptable, la viga no tiene capacidad de ser sometidas a mayores solicitaciones.

4.1.7.6.8 Evaluación de columnas.

La columna en estudio C1 está ubicada en el semisótano entre el eje B y eje 2 del bloque izquierdo, las fuerzas de diseño corresponden a las fuerzas escaladas según requerimientos del análisis sísmico. De acuerdo a la inspección del acero vertical en la losa del 2 piso y el reporte del escáner del acero de refuerzo, la columna presenta el siguiente detalle:

Ilustración 77.

Columna típica.



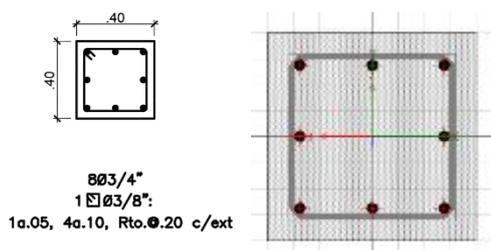
Nota. Imagen extraída de planos.

Evaluación de la Resistencia a Flexocompresión

De acuerdo a los datos obtenidos mediante el escaneo del refuerzo, se procede a construir el diagrama de interacción de la columna de acuerdo a los lineamientos del E.0.60 del R.N.E.

Ilustración 78.

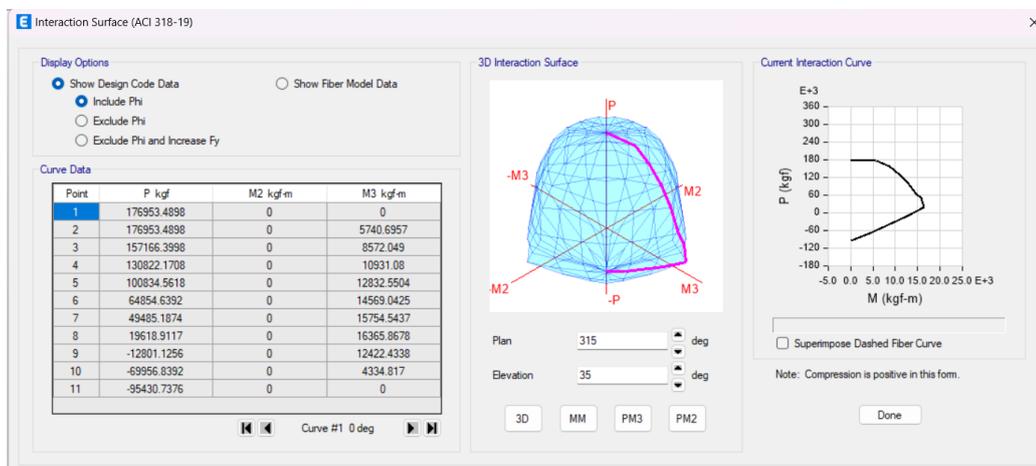
Columna típica.



Nota. Elaboración propia.

Ilustración 79.

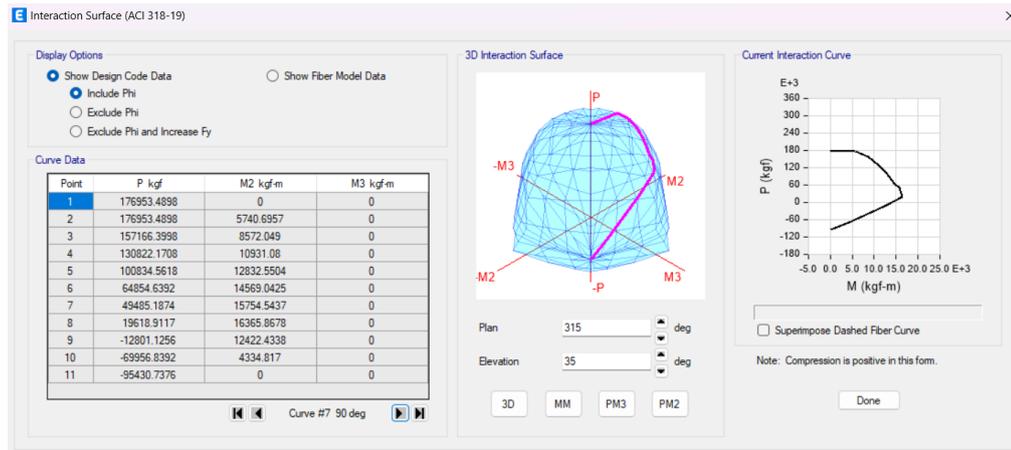
Interacción columna.



Nota. Imagen extraída del programa.

Ilustración 80.

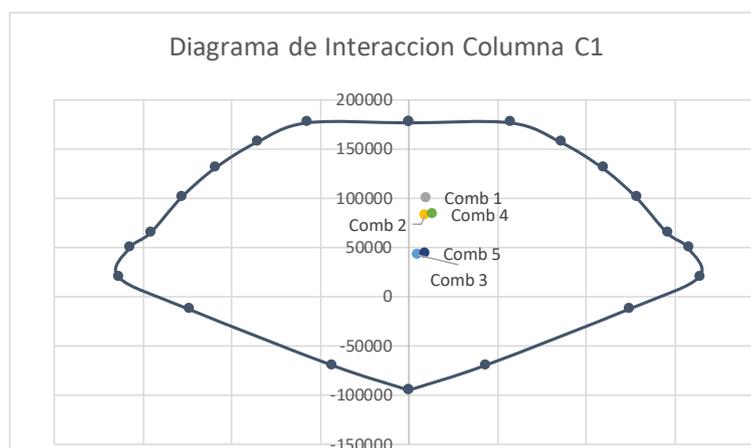
Iteración columna.



Nota. Imagen extraída del programa.

Ilustración 81.

Diagrama de interacción columna C1.



Combinaciones de Carga

		Pu (kg)	Mu (kg)
Combinación 1:	1.4 CM + 1.7 CV	100,520.70	925.99
Combinación 2:	1.25 CM + 1.25 CV ± 1 SX	82,041.04	913.14
Combinación 3:	0.9 CM ± 1 SX	42,459.13	478.62
Combinación 4:	1.25 CM + 1.25 CV ± 1 SY	83,169.69	1,289.75
Combinación 5:	0.9 CM ± 1 SY	43,587.77	855.24

Nota. De acuerdo al diagrama de interacción se determina que la columna tiene capacidad de ser sometida a mayores cargas axiales y momentos flectores para todas las combinaciones de cargas.

4.1.7.6.9 Evaluación de elementos no estructurales.

De acuerdo a la data obtenida mediante las fichas de exploración y de patologías (Ver anexos) en los tabiques de albañilería del segundo piso del

edificio contemporáneo se determina que estos se encuentran fisurados debido a la interacción que se produce con los pórticos al no estar aislados por una junta de dilatación.

De acuerdo al análisis realizado al edificio, el sistema de entrepiso sobre el cual se apoyan estos tabiques presenta desplazamientos laterales que no cumplen con los valores admisibles de la norma E.030 estando estos afectados por estos desplazamientos; ante la acción de sismo el pórtico se deforma por flexión y la tabiquería se separa del pórtico trabajando como un puntal en compresión deformándose por corte, siendo esta condición el origen de las fisuras existentes.

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

- De acuerdo al análisis sísmico realizado para el Bloque Central se determina que los desplazamientos laterales relativos cumplen con el rango de valor admisible establecido 0.007 (Artículo 32 E.030)
- De acuerdo al análisis sísmico realizado para El Bloque Izquierdo y Bloque Derecho se determina que los desplazamientos laterales relativos no cumplen con el rango de valor admisible establecido 0.007 (Artículo 32 E.030), debiendo como acción correctiva rigidizar el edificio.
- Las losas del edificio se encuentran en la capacidad de ser sometidas a mayores fuerzas según evaluación de la resistencia a flexión y corte realizada.
- Las vigas del edificio se encuentran en la capacidad de ser sometidas a mayores fuerzas según evaluación de la resistencia a flexión y corte realizada.
- Las columnas del edificio se encuentran en la capacidad de ser sometidas a mayores fuerzas axiales y momentos flectores según evaluación de la resistencia a flexión y compresión.

CONCLUSIONES

- Referente al contraste entre la norma E. 0.30 vigente y la norma E 0.30 de 1977 para entender el sistema estructural, podemos concluir que, los parámetros sísmicos fueron evolucionando a través de los años, evidenciando en las zonas sísmicas, en el año de 1977 se consideraba

únicamente tres zonas sísmicas, en la actualidad consideramos cuatro zonas sísmicas, esto nos evidencia, que las estructuras eran altamente reforzadas, sin embargo, con un análisis en la actualidad esto ya no es del todo necesario, debido a que se construye evitando la sobrecarga en las edificaciones.

- Sobre la evaluación de las patologías, se realizó distintos ensayos, no destructivos, para determinar el grado de daños que tiene la edificación en estudio, se determinó que la estructura se encontraba en buen estado, y los daños que se aprecian son de manera superficial.
- Sobre el modelo matemático realizado, se concluyó, que es necesario independizar los bloques, debido a que estos están ocasionando daños superficiales a la edificación.

RECOMENDACIONES

- Se debe rigidizar el Bloque Izquierdo y Bloque Derecho del Edificio mediante la inclusión de Muros de Concreto a fin de cumplir con los límites de los desplazamientos laterales admisibles que determina la norma E.030.
- Se debe aislar e independizar la tabiquería existente en el edificio para evitar se incurra en la interacción tabique-pórtico y evitar que continúe el deterioro de los muros actualmente con fisuras.
- Se debe proteger el sistema de entrepiso del segundo piso de los agentes climáticos externos, actualmente se encuentra expuesto a fin de evitar afectaciones por corrosión.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

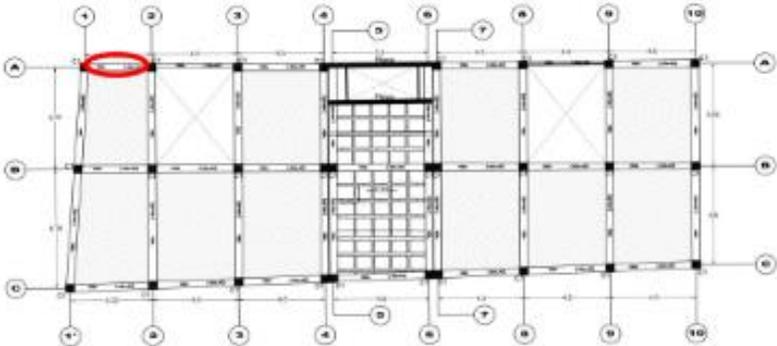
- Carazas Cotrina, L. A. (2014). Planificación y Control del Costo y Plazo de la Construcción del Proyecto de oficinas Schreiber 220. (*Tesis de licenciatura*). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Cruz, W., & Johan, G. (2017). *Estudio de Patología Estructural Institución Educativa Enrique Millán Rubio*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Decreto Legislativo N° 295 Código Civil [Cod.] . (2015). 1351 [*Código Civil*]. Ministerio de Justicia y Derechos Humanos.

- Decreto Legislativo N° 295 Código Civil [Cod.]. (2015). 1361 [Código Civil].
Ministerio de Justicia y Derechos Humanos.
- Decreto Legislativo N° 295 Código Civil [Cod.]. (2015). 1354 [Código Civil].
Ministerio de Justicia y Derechos Humanos.
- Díaz Montecino, D. A. (2007). Aplicación del Sistema de PLANIFICACIÓN 'Last Planner' a la Construcción de un Edificio Habitacional de Mediana Altura. (*Tesis de licenciatura*). Universidad de Chile , Santiago de Chile .
- ESPACIO BIM . (21 de Febrero de 2023). *Escáner Láser, ¿Qué es un Escáner Láser?* Obtenido de <https://www.espaciobim.com/escaner-laser>
- Ingenieros Asesores. (18 de Agosto de 2021). *Estudio Termográfico: ¿Qué es y por qué se realiza?* Obtenido de <https://ingenierosasesores.com/actualidad/estudios-termograficos-que-son-y-con-que-objetivos-se-realizan/>
- León, L., & Vera, P. (2020). *Evaluación Estructural y Patológica por Lesiones Físico-Mecánicas en las Iglesias Monumentales de Cajamarca, 2017*. Universidad Privada del Norte. Obtenido de <https://hdl.handle.net/11537/24977>
- Martínez Paguaga, J. J. (2017). Análisis de costos y presupuestos con el software S10 aplicado a un proyecto de vivienda unifamiliar. (*Tesis de titulación*). Universidad Nacional de Ingeniería, Managua.
- Ministerio de Vivienda y Construcción. (1977). Normas de Diseño Sismo - resistente.
- NUCLEOM. (2018). *Inspección Visual*. Obtenido de [https://nucleom.ca/es/soluciones-end/visual/#:~:text=La%20inspecci%C3%B3n%20visual%20\(VT\)%20es,o%20mantenimiento%20de%20las%20instalaciones.](https://nucleom.ca/es/soluciones-end/visual/#:~:text=La%20inspecci%C3%B3n%20visual%20(VT)%20es,o%20mantenimiento%20de%20las%20instalaciones.)
- Peláez, A. M. (2020). *Comentarios a la Norma Técnica Peruana E 0.30 Diseño Sismorresistente*. SENCICO, Lima.
- Perugachi, P. M. (14 de Mayo de 2021). *Linkendin*. Obtenido de <https://www.linkedin.com/pulse/ventajas-del-ensayo-esclerom%C3%A9trico-pedro-miguel-perugachi-/?originalSubdomain=es>
- Project Management Institute, Inc. (2008). *Guía de los fundamentos para la dirección de proyectos*. Filadelfia: Project Management Institute, Inc.

- Rojas Barco, E. J., & Riveros Rodriguez, M. C. (2020). *Evaluación estructural de edificios de uso multifamiliar diseñados con la norma sismorresistente E 0.30 1977 utilizando la norma E 0.30 2016*. Lima.
- Salazar, J. R. (2003). *Costos y Presupuestos en Edificaciones*. CAPECO. Lima, Perú.
- Salinas Seminario, M. (2010). *Costos y Presupuestos de Obra*. Lima, Perú.
- SENCICO. (2020). *Norma E.030 Diseño sismorresistente*. Lima.
- Vasquez Bustamante, O. (2011). *Todo sobre presupuestos en edificaciones*. Lima.

ANEXO I.

Instrumento de recolección de datos - Fichas de exploración.

UPAO		FICHA DE EXPLORACIONES		TABIQUERIA			
Código de la Exploración:				Nombre del Edificio:			
EXP T-01 (Union Tabique - Viga)				Quinta de Presa - Edificio Contemporaneo			
Elemento de Exploración:				Dirección del Edificio:			
TABIQUERIA:	LOSA:	VIGA:	COLUMNA:	Jirón Chira # 344 – Rimac – Lima			
X				asesor:			
Dimensiones de la Exploración (cm):				Merino Martinez Marcelo			
AREA:	ANCHO:	ALTURA:	PROF:	Ambiente:			
0.015 m2	0.10 m	0.15 m	0.02 m	Segundo Piso - Entre Eje1-2; Eje A			
Fecha de la Exploración:				Descripción:			
29/04/2023				*Se aprecia la inexistencia de la junta de dilatación en la unión del Tabique con la Viga, se observa mortero en la unión de estos elementos.			
Nombre del Responsable del Registro:				*Se identifico que el tabique no se encuentra arriostrado horizontalmente en el borde superior			
Bach. Patrick Aguilar - Bach. Julio Garcia							
Ubicación: 2do Piso Edificio Contemporaneo				Fotografía de la Exploración:			
							

ANEXO II.

Evidencia de la ejecución de la propuesta.

Fotografías 1.

Exploración de grietas en el segundo nivel.



Fotografías 2.

Exploración de placas.



ANEXO III.

R.D. aprobando el proyecto de investigación.



UPAO | Facultad de Ingeniería

Trujillo, 31 de mayo del 2023

RESOLUCIÓN N° 1032-2023-FI-UPAO

VISTO, el **OFICIO N° 0803-2023-INCI-FI-UPAO**, del Director del Programa de Estudio de **INGENIERÍA CIVIL**, sobre **NOMBRAMIENTO DE ASESOR** y **DESIGNACIÓN DE JURADO** del Proyecto de Tesis presentado por los Bachilleres: **AGUILAR MARÍN, PATRICK ALDAIR** y **GARCÍA ACEVEDO, JULIO CESAR**, y;

CONSIDERANDO:

Que, el Bachiller en mención presenta el Proyecto de Tesis y propuesta de docente asesor para la respectiva revisión, adjuntando los requisitos tanto académicos como administrativos, y;

Que, con el **OFICIO N° 0803-2023-INCI-FI-UPAO**, la Dirección del Programa de Estudio de Ingeniería Civil propone la designación de asesor y jurado del Proyecto de Tesis hasta la sustentación de la misma, según la línea de investigación correspondiente;

Que, de acuerdo con el Reglamento de Grados y Títulos de Pregrado de nuestra Universidad, la Facultad de Ingeniería considera apropiado aceptar la propuesta del Programa de Estudio de Ingeniería Civil y;

Estando de acuerdo al Estatuto de la Universidad, al Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad y a las atribuciones conferidas a éste Despacho; *

SE RESUELVE:

PRIMERO: **NOMBRAR** como **DOCENTE ASESOR** del Proyecto de Tesis hasta la sustentación de la misma, al docente **Ms. MARCELO MERINO MARTINEZ**, con **CIP N° 77111**.

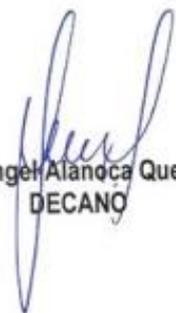
SEGUNDO: **DESIGNAR** como **MIEMBROS DEL JURADO** del Proyecto de Tesis, cuyo título propuesto es: **"DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL PARA EL REFORZAMIENTO PARA EL EDIFICIO CONTEMPORÁNEO DE LA CASONA QUINTA PRESA DEL RÍMAC."**, perteneciente a la Línea de Investigación: **ESTRUCTURAS Y MATERIALES**, hasta la sustentación de la misma, a los señores docentes:

Ms. ATILIO LOPEZ CARRANZA	CIP N° 80650	PRESIDENTE
Ms. WILLIAM GALICIA GUARNIZ	CIP N° 96091	SECRETARIO
Ms. VICTOR MORAN GUERRERO	CIP N° 50648	VOCAL
Dr. ÁNGEL ALANOCA QUENTA	CIP N° 39009	ACCESITARIO

TERCERO: **ESTABLECER** que el título del Proyecto de Tesis podría cambiar según la evaluación respectiva del jurado, respetando siempre la línea de investigación.

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE Y ARCHÍVESE.




Dr. Ángel Alanoqa Quenta
DECANO

C. Copia
- Al Tesis
- Programa de Estudio de Ingeniería Civil
- A.A.G. (P) Perú

ANEXO IV.

Constancia de la institución u organización donde se ha desarrollado la propuesta de investigación.

"Año de la unidad, la paz y el desarrollo"

Lima, 04 DE ENERO del 2023

CARTA N° 001 - 2023/PAAM-MINCUL

SEÑORES:
U.E. 008: Proyectos Especiales
Ministerio de Cultura
Presente. -

ASUNTO : SOLICITÓ REALIZAR ESTUDIOS EN EL EDIFICIO CONTEMPORANEO DE LA QUINTA PRESA DEL RIMAC CON FINES DE INVESTIGACIÓN PARA INFORME DE TESIS

REFERENCIA : a) Bachiller de ingeniería civil

De mi consideración:

Reciba mi cordial saludo, el que suscribe, PATRICK ALDAIR AGUILAR MARÍN, identificado con el DNI N° 71215960, actualmente soy bachiller de la Universidad Privada Antenor Orrego, estoy realizando mi tesis para poder recibir el título de ingeniero civil, conjuntamente con mi compañero JULIO CESAR GARCÍA ACEVEDO, identificado con el DNI N° 70299188, el cual se titula "DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL PARA EL REFORZAMIENTO PARA EL EDIFICIO CONTEMPORANEO DE LA CASONA QUINTA PRESA DEL RIMAC", para lo cual solicitamos ingreso al inmueble denominado Quinta Presa, ubicado en el Rimac, para realizar pruebas y ensayos no destructivos.

Sin mas que decir me despido, y solicito que mi solicitud sea atendida.

Atentamente.



PATRICK ALDAIR AGUILAR MARIN
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL
DNI: 71215960

"Año de la unidad, la paz y el desarrollo"


REPUBLICA DEL PERU
UNIVERSIDAD PRIVADA ANTEÑOR ORREGO
EN NOMBRE DE LA NACIÓN

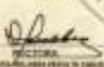
El Rector de la Universidad,
Por cuanto:
El Consejo Directivo, en su sesión del Trece y Uno de Enero de 2023
ha acordado conferir el
GRADO ACADÉMICO
de **BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL**
a **PATRICK ALDAIR AGUILAR MARIN**

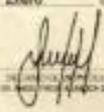
Aprobado por la Facultad de Ingeniería
Programa de Estudios: Ingeniería Civil

Por tanto:
Se expide el presente **DIPLOMA** para que se le reconozca como tal y se le conceda los privilegios y beneficios que las leyes de la República le otorgan.

Dado y firmado en Trujillo, a los Trece y Uno del mes de Enero de 2023


DR. YULIANALBA PERALTA ORRICO
RECTOR


SECRETARIO GENERAL
DR. MARCO ANTONIO VILLALBA GARCIA


SECRETARIO GENERAL
DR. MARCO ANTONIO VILLALBA GARCIA

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTEÑOR ORREGO
Codigo Universidad: **046**
Codigo de Titulo Académico: **BACHILLERÍA ACADÉMICO**
Modalidad de Titulación: **F** - Alternativa 2
Presidencia de Especialización: **Per**
Presidencia de Especialización Comunal: **Per**

Documentos del Grado: **Grado Académico**

Especialización: **I** N°: **2121980**
Tipo de Documento del Diploma: **D** Código: **046-0611421**
Línea: **104** Serie: **4120** S.S. N°: **21-021-020-UPAO**
Fecha de E.S.: **21 de Enero de 2023**

(FIRMA)


SECRETARIO GENERAL
DR. MARCO ANTONIO VILLALBA GARCIA

PERU


SECRETARIO GENERAL
DR. MARCO ANTONIO VILLALBA GARCIA


UPAO 046_0601421

Adjunto:

N° de folios:

"Año de la unidad, la paz y el desarrollo"

REPUBLICA DEL PERU

De conformidad con el Art. 70° de la Ley Nº 30220
hay fe que el documento es copia fiel de
su original.

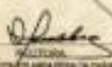
UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONIO ORREGO 18/05/2023
EN NOMBRE DE LA NACIÓN

El Rector de la Universidad,
Por cuanto:
El Consejo Directivo, en su sesión del _____ de _____ de _____
ha acordado conferir el _____
de _____
a _____
Aprobado por la Facultad de Ingeniería
Programa de Estudio: Ingeniería Civil
Por tanto:
Se expide el presente DIPLOMA para que se lo reconozca como tal y se le conceda los privilegios y beneficios que las
leyes de la República le otorgan.

Dado y firmado en Trujillo, a los _____ de Febrero de 2023



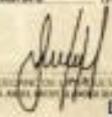
RECTOR



RECTOR



SECRETARIO GENERAL



PROFESOR

Escuela de Ingeniería Civil
de Antonio Orrego



Su autenticidad pueden ser comprobada a través de la dirección web: <http://www.upao.edu.pe>, por el seguimiento la siguiente Clave: L0440-00023440

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONIO ORREGO

Código Universidad: 044
Código y Título modalidad: BACHILLERATO AUTOMÁTICO
Modalidad de Estudios: F - Abreviatura: B
Procedencia de Inscripción: Fidei
Procedencia de Inscripción-Universidad:

Denominación del Grado: Ingeniería Civil

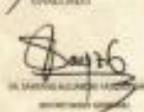
Tipo de documento: F - N°: 7029103
Tipo de Emisión del Diploma: C - Código: A04_0002344
Libro: 04 - Folio: 4159 - S.E. N° 039-2021-05/R-UPAO
Fecha de E.E.: 18 de Febrero de 2023

De conformidad con el Art. 70° de la Ley Nº 30220
hay fe que el documento es copia fiel de
su original.

Trujillo, 18/05/2023



RECTOR



SECRETARIO GENERAL



PROFESOR



SECRETARIO GENERAL


UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONIO ORREGO
UPAO A04_0002344

Adjunto:

N° de folios:

ANEXO V.

Constancia de asesor

Declaración Jurada de Compromiso de Asesor

Ing. Merino Martinez, Marcelo, docente del Programa de Estudio de Ingeniería Sede Trujillo identificado con ID 000025374, declaro bajo juramento que estoy debidamente colegiado y habilitado con registro CIP N° 77111 y me comprometo a asesorar el proyecto de tesis titulado Diagnostico Estructural para el Reforzamiento para el Edificio Contemporáneo de la Quinta Presa del Rimac, cuyo(s) autor(es) es (son) el (los) bachiller(es) Br. Aguilar Marin, Patrick Aldair y Br. García Acevedo, Julio Cesar; hasta la sustentación y defensa de la misma.

Trujillo, 25 de mayo del 2023.


Ms. o Dr. Merino Matinez, Marcelo.
Docente asesor
Registro CIP:77111