



Universidad Nacional

SAN LUIS GONZAGA



Reconocimiento-NoComercial 4.0 Internacional

Esta licencia permite a otras distribuir, combinar, retocar, y crear a partir de su obra de forma no comercial y, a pesar que son nuevas obras deben siempre rendir crédito y ser no comerciales, no están obligadas a licenciar sus obras derivadas bajo los mismos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

UNIDAD DE INVESTIGACION

EVALUACION DE ORIGINALIDAD

ID. N° 103377565

CONSTANCIA

El que suscribe, deja constancia que se la realizado el análisis con el software de verificación de similitud al documento de INFORME FINAL DE TESIS cuyo título es:

**ESTUDIO COMPARATIVO DE MÉTODOS DE ANÁLISIS
DINÁMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y TIEMPO
HISTORIA, PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE LA
INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°22313 DEL NIVEL PRIMARIO EN
EL CENTRO POBLADO EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUIJES,
PROVINCIA DE ICA - ICA - 2019**

presentado por:

ANCCASI HUAYLLA, ANGEL MEDRALDY

Bachiller del nivel de **PREGRADO** de la Facultad de Ingeniería Civil. El resultado obtenido es de **7% de similitud**, por el cual se otorga el calificativo de **APROBADO**, según el Reglamento para la evaluación de la Originalidad de los documentos de investigación.

Se adjunta al presente el reporte de evaluación con el software de verificación de originalidad.

Universidad Nacional "San Luis Gonzaga"
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
UNIDAD DE INVESTIGACION

Dr. SANTOS CHACALTANA VÁSQUEZ
DIRECTOR(i)

DIRECTOR DE UNIDAD DE INVESTIGACION
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Ica, 10 de octubre de 2023

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA"
VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN
Facultad de Ingeniería Civil



Estudio comparativo de métodos de análisis dinámico con espectro de respuesta y tiempo historia, para el diseño sismorresistente de la
Institución Educativa N°22313 del nivel primario en el centro
poblado El Arenal, distrito Los Aquijes, provincia de Ica - Ica - 2019

Línea de investigación:
Ciencias naturales, ingeniería y tecnologías sostenibles

INFORME FINAL DE TESIS

PARA OPTAR POR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL

AUTOR:
BACH. ANCCASI HUAYLLA, ANGEL MEDRALDY

Ica, Perú
2023

DEDICATORIA

A Dios, por la bendición de la vida y la salud, que permite que me dedique a lo que más me apasiona, la ingeniería.

A mis padres Amilcar Anccasi y Agripina Huaylla, por el constante sacrificio que tuvieron que vivir para brindarme la oportunidad que ellos no tuvieron. Cada logro conseguido, es por ellos y para ellos.

A mis hermanos, para que les sirva de inspiración y así puedan llegar más lejos que yo.

A la memoria de mi querido abuelo Adrián Huaylla, que en vida me brindó todo su apoyo y consejo, impulsándome a que pueda ser no solo un buen profesional, sino también una persona de bien. Que en paz descanse.

A mis docentes, por ser formadores no solo de profesionales, sino también de buenas personas.

A cada una de las personas que fueron parte de mi camino por la universidad y en la elaboración de esta tesis, por ser personas de apoyo y aliento.

Angel Medraldy Anccasi Huaylla

AGRADECIMIENTO

A Dios, por la oportunidad de salud y vida en estos tiempos tan complicados.

A mis padres y a mis hermanos, porque sin su soporte y compañía, no habría sido posible realizar esta investigación.

A los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNICA, y en especial a mi asesor, el Ing. Luis Mina Aparicio que, con esmero y dedicación, compartieron sus enseñanzas durante mi paso por nuestra querida universidad.

Finalmente, un agradecimiento especial a todos aquellos, familiares, amigos y conocidos, que formaron parte del camino de la elaboración de esta tesis, ya sea de manera directa o indirecta, este logro también es de ustedes.

Angel Medraldy Anccasi Huaylla

INDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO	iii
INDICE DE CONTENIDOS.....	iv
INDICE DE TABLAS	vi
INDICE DE FIGURAS	vii
ABSTRACT.....	x
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes del problema de investigación	1
1.1.1 Antecedentes a nivel internacional	1
1.1.2 Antecedentes a nivel nacional	2
1.1.3 Antecedentes a nivel local	2
1.2 Bases teóricas de la investigación	3
1.2.1 Sismicidad e ingeniería sísmica.....	3
1.3 Marco legal.....	9
1.4 Marco conceptual	9
1.5 Situación problemática.....	11
1.5.1 Formulación de problemas	12
1.6 Delimitación del problema.....	12
1.6.1 Delimitación espacial o geográfica.....	12
1.6.2 Delimitación temporal	14
1.6.3 Delimitación social	14
1.6.4 Delimitación conceptual	14
1.7 Justificación e importancia de la investigación.....	14
1.7.1 Justificación.....	14
1.7.2 Importancia	15
1.8 Objetivos de la investigación	15
1.8.1 Objetivo general.....	15
1.8.2 Objetivos específicos	15
1.9 Hipótesis de la investigación.....	16
1.9.1 Hipótesis general	16
1.9.2 Hipótesis específicas.....	16
1.10 Variables de la investigación	16
1.10.1 Identificación de variables	16
1.10.2 Operacionalización de variables	17

II.	ESTRATEGIA METODOLÓGICA.....	18
2.1	Tipo, nivel y diseño de investigación.....	18
2.1.1	Tipo de Investigación	18
2.1.2	Nivel de Investigación	18
2.1.3	Diseño de Investigación.....	18
2.2	Población y muestra materia de investigación	18
2.2.1	Población de Estudio	18
2.2.2	Muestra de Estudio	18
2.3	Técnicas de recolección de datos	18
2.4	Instrumentos de recolección de datos.....	19
2.5	Técnicas de procesamiento de datos, análisis e interpretación de resultados.....	20
III.	RESULTADOS	22
3.1	Presentación e interpretación de resultados	22
3.1.1	Estructuración y predimensionamiento	22
3.1.2	Metrado de cargas.....	25
3.1.3	Modelo estructural	26
3.1.4	Análisis dinámico con espectro de respuesta.....	44
3.1.5	Análisis dinámico Tiempo - Historia.....	58
IV.	DISCUSIÓN	72
4.1	Discusión de resultados.....	72
4.2	Contrastación de hipótesis general.....	75
4.3	Contrastación de hipótesis específicas	75
V.	CONCLUSIONES	76
VI.	RECOMENDACIONES	77
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	78
VIII.	ANEXOS.....	¡Error! Marcador no definido.

INDICE DE TABLAS

Tabla I Ubicación y localización del proyecto de investigación.....	13
Tabla II Operacionalización de variables.....	17
Tabla III Propiedad de los materiales para la estructura	23
Tabla IV Factores para el predimensionamiento de columnas.....	25
Tabla V Predimensionamiento de columnas.....	25
Tabla VI Factores de Zona “Z”	44
Tabla VII Factor de Amplificación Sísmica “C”	45
Tabla VIII Factores sísmicos E.030	46
Tabla IX Valores del Espectro de Pseudo-aceleraciones E.030.....	48
Tabla X Períodos y porcentaje de participación de masas modales.....	51
Tabla XI Cortante basal dinámico respecto a cortante basal estático	53
Tabla XII Verificación del sistema estructural empleado	54
Tabla XIII Irregularidad de rigidez.....	54
Tabla XIV Irregularidad de masa o peso	55
Tabla XV Irregularidad torsional	56
Tabla XVI Desplazamientos máximos de piso	57
Tabla XVII Derivas máximas por piso	58
Tabla XVIII Resultados Análisis Tiempo Historia escalado a 0.45g.....	70
Tabla XIX Resultados Análisis Tiempo Historia Espectro Compatible	70
Tabla XX Resultados procesados Análisis Tiempo Historia escalado a 0.45g.....	71
Tabla XXI Resultados procesados Análisis Tiempo Historia Espectro Compatible	71
Tabla XXII Resultados de todos los análisis dinámicos	72

INDICE DE FIGURAS

Fig. 1. Distribución en planta del primero piso.....	22
Fig. 2. Distribución en planta del segundo y tercer piso	22
Fig. 3. Cuadro de distribución de grillas de trabajo en planta – Etabs	27
Fig. 4. Cuadro de distribución de grillas de trabajo en altura – Etabs.....	27
Fig. 5. Cuadro de definición de materiales – Etabs.....	27
Fig. 6. Datos de propiedades del material Concreto 210 – Etabs.....	28
Fig. 7. Datos de propiedades del material Acero 4200 – Etabs	28
Fig. 8. Datos de propiedades del material Albañilería $f'_m=65 \text{ kg/cm}^2$ – Etabs	29
Fig. 9. Datos de propiedades de la sección de columna C-1 (90x50x25) – Etabs	30
Fig. 10. Definición de medidas y distribución de reforzamiento tentativo de la sección de columna C-1 (90x50x25) – Etabs	30
Fig. 11. Datos de propiedades de la sección de la viga VP-01 (25x65) – Etabs	31
Fig. 12. Datos de refuerzo de la sección de la viga VP-01 (25x65) – Etabs	32
Fig. 13. Datos de propiedades de la Losa Aligerada 20cm – Etabs	33
Fig. 14. Modificaciones a las propiedades de la losa aligerada 20cm – Etabs.....	34
Fig. 15. Datos de propiedades del muro Albañilería 25cm – Etabs	34
Fig. 16. Vista en planta del modelo estructural de la edificación	35
Fig. 17. Modelado estructural de la edificación	35
Fig. 18. Modelado estructural de la edificación, vista extruida	36
Fig. 19. Definición de patrones de carga.....	36
Fig. 20. Asignación de cargas en losa aligerada	37
Fig. 21. Asignación de cargas muertas a la losa del primer piso	38
Fig. 22. Asignación de cargas vivas a la losa del primer piso.....	38
Fig. 23. Datos para la definición de la masa sísmica	39
Fig. 24. Definición de casos de carga para análisis estático y análisis dinámico espectral-modal	39
Fig. 25. Definición de casos de carga para análisis tiempo-historia con máxima aceleración escalada a 0.45g para cada acelerograma.....	40
Fig. 26. Definición de casos de carga para análisis tiempo-historia con aceleraciones compatibles con el espectro de pseudoaceleraciones, con el valor de $R=1$	40
Fig. 27. Datos del caso de carga para el análisis estático en X	41
Fig. 28. Datos del caso de carga para el análisis dinámico espectral-modal en X	41
Fig. 29. Datos del caso de carga para el análisis dinámico tiempo-historia con máxima aceleración escalada a 0.45g, para el sismo de Lima de 1974	42

Fig. 30. Datos del caso de carga para el análisis tiempo-historia con aceleraciones compatibles con el espectro de pseudoaceleraciones con el valor de $R=1$, para el sismo de Lima de 1974...	42
Fig. 31. Datos de los casos modales.....	43
Fig. 32. Datos de las combinaciones de carga	44
Fig. 33. Espectro de pseudo-aceleraciones X-X	48
Fig. 34. Espectro de pseudo-aceleraciones Y-Y	48
Fig. 35. Espectro de pseudo-aceleraciones X-X importado en el Etabs.....	50
Fig. 36. Primer modo de vibración, período $T=0.285$ s.	52
Fig. 37. Segundo modo de vibración, período $T=0.121$ s.	52
Fig. 38. Tercer modo de vibración, período $T=0.114$ s.....	52
Fig. 39. Acelerograma original del sismo de Lima74 en E-O.....	61
Fig. 40. Acelerograma escalado del sismo de Lima74 en E-O	61
Fig. 41. Acelerograma original del sismo de Lima74 en N-S.....	61
Fig. 42. Acelerograma escalado del sismo de Lima74 en N-S.....	62
Fig. 43. Acelerograma original del sismo de Moquegua2001 en E-O	62
Fig. 44. Acelerograma escalado del sismo de Moquegua2001 en E-O.....	63
Fig. 45. Acelerograma original del sismo de Moquegua2001 en N-S	63
Fig. 46. Acelerograma escalado del sismo de Moquegua2001 en N-S.....	63
Fig. 47. Acelerograma original del sismo de Pisco2007 en E-O	64
Fig. 48. Acelerograma escalado del sismo de Pisco2007 en E-O	64
Fig. 49. Acelerograma original del sismo de Pisco2007 en N-S.....	65
Fig. 50. Acelerograma escalado del sismo de Pisco2007 en N-S	65
Fig. 51. Acelerograma de EO LIMA74 escalado a $0.45g$ importado al software – Etabs	66
Fig. 52. Definición de los acelerogramas escalados.....	66
Fig. 53. Espectro de respuesta objetivo establecido por la norma para todos los acelerogramas, importado en el Etabs.....	67
Fig. 54. Acelerograma de EO LIMA74 original importado al software – Etabs	68
Fig. 55. Acelerograma E-O de Lima74 compatible con el espectro E.030.....	69
Fig. 56. Acelerograma N-S de Lima74 compatible con el espectro E.030	69
Fig. 57. Comparación de las fuerzas cortantes basales en el eje X	73
Fig. 58. Comparación de las fuerzas cortantes basales en el eje Y	73
Fig. 59. Comparación de los desplazamientos máximos en el último nivel en el eje X	73
Fig. 60. Comparación de los desplazamientos máximos en el último nivel en el eje Y	74

RESUMEN

La finalidad de esta tesis, es realizar el estudio comparativo de métodos de análisis dinámico con espectro de respuesta y tiempo historia, para el diseño sismorresistente del centro educativo del nivel primario en la I.E. N°22313 CC.PP. El Arenal, distrito Los Aquijes, provincia y departamento de Ica.

La estructura se predimensiona con los requisitos mínimos exigidos por las normas en sus áreas respectivas. Con el predimensionamiento realizado, se procede a hacer un análisis dinámico con espectro de respuesta, con los parámetros dispuestos en la norma E.030, con el propósito de asegurar los desplazamientos por entrepiso máximos permitidos por la misma norma.

El análisis dinámico tiempo historia, es realizado con tres sismos representativos: Lima 1974, Moquegua 2001 y Pisco 2007, cuyos registros de aceleraciones fueron obtenidas de la red de acelerógrafos del CISMID. De cada registro, se obtuvieron dos debidamente procesados, uno con el escalamiento de las aceleraciones a la aceleración de diseño de la norma E.030 (0.45g), y el otro escalando los espectros de los registros al espectro de diseño de la misma norma. Con los nuevos registros, se procede a realizar el análisis tiempo historia.

Al final, los criterios evaluados son los cortantes basales y desplazamientos en el último piso para cada método.

Los resultados muestran que los valores obtenidos por el análisis dinámico tiempo historia, en todas sus formas, presentan cierto grado de dispersión por cada sismo diferente analizado, pero éstos, al promediarse, tienden a aproximarse a los resultados del análisis dinámico con espectro de respuesta.

Palabras Clave: Comparativo, análisis dinámico, análisis con espectro de respuesta, análisis tiempo historia, pórticos de concreto armado, albañilería confinada.

ABSTRACT

The purpose of this thesis is to conduct a comparative study of dynamic analysis methods with response spectrum and time history for the seismic-resistant design of the primary education center at I.E. N°22313 CC.PP. El Arenal, Los Aquijes district, province and department of Ica.

The structure is pre-dimensioned with the minimum requirements required by the regulations in their respective areas. After pre-dimensioning, a dynamic analysis with a response spectrum is carried out using the parameters specified in the E.030 standard, with the purpose of ensuring the maximum inter-story displacements allowed by the same standard.

The time history dynamic analysis is conducted with three representative earthquakes: Lima 1974, Moquegua 2001, and Pisco 2007, whose acceleration records were obtained from the CISMID accelerometer network. From each record, two properly processed records were obtained, one with the acceleration scaled to the design acceleration of the E.030 standard (0.45g), and the other scaling the spectra of the records to the design spectrum of the same standard. With the new records, a time history analysis is conducted.

In the end, the evaluated criteria are the basal shears and displacements on the last floor for each method.

The results show that the values obtained from the time history dynamic analysis, in all its forms, exhibit some degree of dispersion for each different earthquake analyzed. However, when averaged, these results tend to approach the results of the dynamic analysis with response spectrum.

Keywords: Comparative, dynamic analysis, response spectrum analysis, time history analysis, reinforced concrete frames, confined masonry.

I. INTRODUCCIÓN

Los movimientos sísmicos, son una parte natural de la evolución del planeta Tierra, debido a esto, el ser humano se ha visto en la necesidad de estudiarlos para su propia sobrevivencia a través de los años.

Actualmente conocemos mucho sobre los sismos, pero nunca es suficiente, ya que las variables que definen un sismo suelen ser aleatorias, problema por el cual, no se consigue, al día hoy, poder pronosticar con exactitud la magnitud y ubicación de un nuevo sismo. Como solución a diversos problemas derivados de fuerzas sísmicas, se crearon diversas normas que parametrizan las construcciones para que se minimice el daño efectivo, estas normas se van actualizando cada cierto tiempo, debido a los nuevos acontecimientos sísmicos y las nuevas tecnologías que nos permiten realizar estudios más complejos.

En nuestro país, tenemos la norma técnica peruana E.030 de Diseño sismorresistente, cuya primera filosofía es evitar la pérdida de vidas humanas. En ella encontramos diversos parámetros sísmicos que sirven de guía al momento de considerar fuerzas de sismo en el diseño de una estructura. Además, nos indica los métodos de análisis sísmicos que debemos realizar, teniendo así al Análisis Sísmico Estático y al Análisis Sísmico Dinámico, de este último, nos indica el uso obligatorio de uno de sus métodos, el Análisis Dinámico con Espectro de Respuesta, y una verificación opcional con el Análisis Dinámico Tiempo Historia.

La presente investigación, busca aplicar cada uno de los análisis dinámicos dispuestos en la norma E.030 en un módulo de un centro educativo de 3 pisos, ubicado en el centro poblado El Arenal, en el distrito de Los Aquijes, provincia de Ica, departamento de Ica, con el fin de comparar los valores obtenidos.

Además, se realizará el diseño sismorresistente para la infraestructura, cuyo sistema estructural consta de pórticos de concreto armado y muros de albañilería confinada para cada eje.

1.1 Antecedentes del problema de investigación

1.1.1 Antecedentes a nivel internacional

Los eventos sísmicos, han sido motivos de estudio para el hombre a través de la historia en diversos lugares de nuestro planeta, ya sea por conocer su origen y a qué conlleva, o por la necesidad de supervivencia de tener que combatir sus consecuencias en la vida cotidiana.

La investigación realizada por Federico Angulo Inzunza [1], para optar por el título de Ingeniero Civil, presentado ante el Instituto Tecnológico de Sonora, Sonora México, titulado “ESTUDIO COMPARATIVO DEL DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO”, muestra una comparación de cálculos para un diseño sísmico con el fin de obtener un diseño óptimo de una edificación de 3 niveles de concreto estructural.

1.1.2 Antecedentes a nivel nacional

El Perú se encuentra en el cinturón de fuego del Pacífico, esto genera que esté en constante riesgo de sufrir terremotos, pues descansa sobre la placa tectónica Sudamericana que tiene a la placa de Nazca subduciendo debajo de ella [2].

Esto ha generado que los códigos de construcción, a través de los años, consideren las fuerzas de los sismos en el análisis y diseño de estructuras, para que sean capaces de resistir estos sismos y generar la menor cantidad de pérdidas posibles, ya sean humanas, principalmente, o materiales.

Los avances en nuestro país, en el área de la ingeniería sísmica o sismo-resistente, se van actualizando y mejorando con los sucesos sísmicos que acontecen a través del tiempo; el Departamento de Normalización, es quien está a cargo de la elaboración de las Normas Técnicas del Reglamento Nacional de Edificaciones, realizando nuevos ajustes a los parámetros de diseño, normando las zonas del país de mayor sismicidad, el uso de tipos edificaciones de acuerdo a su destino de funcionamiento, los sistemas estructurales con los que diseñar las edificaciones, los procedimientos de métodos de análisis sísmicos mínimos que se debe realizar, entre otros.

Teniendo así, dentro de los análisis sísmicos dinámicos mencionados en la norma E.030 de Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, el análisis dinámico modal espectral y el análisis dinámico tiempo historia, siendo el primero de ellos, el procedimiento que exige la norma realizar, y el segundo, usado para fines de verificación.

1.1.3 Antecedentes a nivel local

La región Ica, dentro de la zonificación que considera la norma E.030 para el peligro sísmico dentro de nuestro territorio nacional, se encuentra en la zona más alta de las categorías, siendo ésta la zona 4; esto se interpreta que, a nivel nacional, nos encontramos en la zona con la mayor probabilidad en la que se presentan sismos de altas aceleraciones, afectando en mayor grado a nuestras estructuras construidas.

A través de los años, nuestra región ha sufrido las consecuencias de diversos terremotos, siendo los últimos más recordados el de Pisco del 2007 y el de Nasca en 1996; nos han dejado en evidencias diversas fallas, como el conocido efecto de columna corta, presentada en colegios construidos en décadas pasadas.

Debido a esto, es clara la obligación que tenemos como profesionales de la región, continuar con los estudios que mejoren el ámbito de la ingeniería sismorresistente, a fin de mejorar el comportamiento de nuestras estructuras, ya sean con nuevos

métodos constructivos, nuevos materiales, o incluyendo nuevos métodos de análisis de estructuras.

La investigación realizada por Magaly Teódula Del Carpio Huarcaya y Juan Raúl Vásquez Morón [3], para optar por el título de Ingeniero Civil, presentado ante la Universidad César Vallejo, Ica Perú, titulado “ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS DINÁMICOS MODAL ESPECTRAL Y TIEMPO HISTORIA PARA UNA EDIFICACIÓN DE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN PARCONA, ICA - 2020”, contempla el análisis comparativo entre el modal espectral y tiempo historia, empleado a una edificación de albañilería confinada de cuatro pisos en el centro histórico del distrito de Parcona, el cual tuvo como objetivo comparar los resultados obtenidos en función a los casos de cargas por los análisis sísmicos indicados según la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

1.2 Bases teóricas de la investigación

1.2.1 Sismicidad e ingeniería sísmica

a) Sismo

Explica Santana [4, p. I-3] “Son movimientos vibratorios que se producen repentinamente en una zona de la superficie terrestre por efecto de fracturas bruscas en el lecho rocoso”. Estos movimientos se producen con mayor o menor impacto; si es de mayor impacto, se denomina terremoto, y si es de menor impacto, temblor; los movimientos vibratorios, se deben a que nuestro planeta es extremadamente activa justo debajo de su superficie, contraria a la aparente superficie sólida que percibimos normalmente, estos movimientos suelen ser imperceptibles la mayoría de veces, sin embargo, son registrados por aparatos que cuentan con una notable sensibilidad y, en algunas ocasiones, suelen ser más intensos, llegando a manifestarse con sacudidas muy bruscas, que el hombre puede percibir directamente por los efectos ocasionados.

b) Elementos del sismo

Foco o hipocentro. Punto de comienzo de la disipación de energía en la zona del interior de la Tierra, en donde se produce la ruptura de los bloques de la corteza terrestre en fricción.

Epicentro. Punto de la superficie terrestre donde el sismo registra la mayor intensidad. El punto se encuentra de forma perpendicular al foco.

Ondas sísmicas. Describe Santana [4, p. I-20] “Son un tipo de onda elástica consistentes en la propagación de perturbaciones temporales del campo de tensiones que generan pequeños movimientos en un medio”; estas ondas son energía liberada durante la falla o ruptura producida en el hipocentro, y se propaga a través del medio sólido de la tierra causando vibración y en su

mayoría, destrucción en la superficie. Las ondas sísmicas viajan a una determinada velocidad y diversas direcciones, que aumentan y cambian notablemente al atravesar la tierra, variando de acuerdo al medio por donde avanzan. La densidad y elasticidad del medio son las propiedades físicas que determinan las características del movimiento de las ondas.

Ondas P. Llamadas también primarias o longitudinales; son ondas que producen movimientos que comprimen y expanden a las rocas, o material en el que se transmite, en la misma dirección de propagación. Éstas son las más veloces de las ondas, por consiguiente, son las primeras en llegar a la superficie terrestre.

Ondas S. Llamadas también ondas secundarias o transversales; el movimiento producido por estas ondas, son en sentido perpendicular a la dirección de propagación. Su velocidad es alrededor de 58% la de una onda P para cualquier material sólido. Usualmente la onda S tiene mayor amplitud que la P y se siente más fuerte que ésta. La componente vertical de las ondas S se denota por SV, mientras que la componente horizontal se denota por SH.

Ondas Rayleigh (R). Son producidas por la interacción entre las ondas P y las SV. Las ondas de Rayleigh causan un movimiento rodante parecido a las ondas del mar y sus partículas se mueven en forma elipsoidal en el plano vertical que pasa por la dirección de propagación. Son ondas más lentas que las ondas P y S, y su velocidad de propagación es casi un 70% de la velocidad de las ondas S.

Ondas Love (L). Son ondas con movimientos similares a las ondas S que no tiene desplazamiento vertical. Las ondas Love hacen que la superficie se mueva de lado a lado en un plano horizontal, pero con ángulos rectos a la dirección de propagación. Estas se generan sólo cuando un medio elástico se encuentra estratificado, situación que se cumple en nuestro planeta pues se encuentra formado por capas de diferentes características físicas y químicas.

c) Intensidad y magnitud

Intensidad. Es la medida cualitativa de los efectos de un sismo en un área delimitada de la superficie terrestre. Esta se mide en la llamada escala de intensidad Mercalli modificada, que considera el grado de los daños a través de la percepción de las personas, efectos en las construcciones hechas por el hombre y en las perturbaciones en el terreno. La escala consta de 12 valores expresadas en número romanos, y fue propuesta por el sismólogo y vulcanólogo Giuseppe Mercalli en 1902.

Magnitud. Es la medida cuantitativa del tamaño que representa un sismo determinado, siendo una constante única, independiente del lugar de observación o sensación de las personas; mide el total de la energía liberada en el foco sísmico y corresponde a la escala de Richter, ideada en 1931 por Wadati en Japón y desarrollada por Charles Richter en 1935. Esta escala es logarítmica de base diez de la amplitud máxima de una onda sísmica registrada en un sismógrafo patrón (Wood – Anderson o su equivalente) a una distancia de 100 km del epicentro del sismo.

d) Peligro sísmico

Explica Santana [4, p. I-26] “Se define como peligrosidad sísmica, la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico de tiempo y dentro de una región determinada, movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados”.

e) Vulnerabilidad sísmica

Ésta se refiere a lo mencionado por Santana [4, p. IX-1] “la susceptibilidad de la estructura frente a posibles daños en aquellas partes de una edificación que lo mantienen en pie ante un sismo intenso. Esto incluye cimientos, columnas, muros, vigas y losas”.

f) Riesgo sísmico

El riesgo tiene un valor que depende, en una estructura, principalmente de su vulnerabilidad sísmica, ya que mientras más sea el valor de la vulnerabilidad, mayor será el riesgo, teniendo en cuenta que el valor del peligro sísmico es un valor natural que no se puede controlar. Se tiene como valor del riesgo:

$$\text{PELIGRO SÍSMICO} * \text{VULNERABILIDAD} = \text{RIESGO SÍSMICO}$$

g) Tecnología, ingeniería y construcciones sismorresistentes

La humanidad ha tenido que enfrentar grandes retos a través del tiempo que está en la Tierra, y los sismos ha sido uno de sus más grandes retos para poder preservar la vida humana y las construcciones que ha creado. Su inteligencia le ha valido para recolectar, estudiar y procesar los datos que se puedan obtener de los sismos, para construir nuevas estructuras que sean capaces de soportar o resistirlos a lo largo de su tiempo de uso.

Instrumentos de Medición. Los instrumentos para la obtención de archivos sismográficos, han presentado un gran avance a la investigación de la sismología en los últimos años, ya que la calidad de los datos es muy importante para el avance científico, ya sea para el estudio del interior de nuestro planeta o el diseño de estructuras sismorresistentes. Así tenemos:

Sismógrafo. Es un aparato que detecta y graba las ondas sísmicas que un terremoto o una explosión genera en la tierra. Proporciona registros de desplazamientos, con los cuáles se determinan los parámetros de origen de un sismo: hora, epicentro, profundidad del foco y magnitudes sísmicas.

Acelerógrafo. Proporciona el registro de las aceleraciones sísmicas durante el tiempo que dura el sismo, de lo cual se obtiene la aceleración máxima, expresada en gals (cm/s^2) o en porcentaje de la gravedad, y el contenido de frecuencias de un sismo determinado. Estos dos parámetros permiten definir el nivel de severidad del movimiento y su influencia en el comportamiento de las estructuras. Los registros resultantes que muestran la variación de la aceleración del terreno en función del tiempo, se denominan acelerograma.

Retos de la Ingeniería en Zonas Sísmicas. Cada año que pasa, se tiene registro de nuevos sismos, y según los estudios de éstos, se espera que en la costa y región sur del país se manifieste mayor actividad sísmica. Observando la actividad sísmica mundial se puede estimar el número de temblores de cierta magnitud que ocurren en un año. Se ha visto que por lo menos ocurren dos grandes terremotos anualmente y están ocurriendo varios cientos de miles de temblores de magnitud inferior a 3 que pasan desapercibidos, siendo los mayores índices de sismicidad en las zonas de Perú, Japón, Chile y N. Zelanda.

Uno de los principales retos de la ingeniería, es la capacidad para poder predecir eventos sísmicos; aunque como se sabe, aún no existe alguna manera de poder hacer este tipo de pronósticos, solo se puede decir que ocurrirá un sismo en ciertas zonas, mas no cuando.

Un segundo reto que afronta la ingeniería, es la vulnerabilidad de los edificios; como ya se mencionó antes, esta es una propiedad intrínseca de la estructura, por lo que depende que el diseño de la estructura sea resistente a una acción sísmica y al tipo de daño que se pretende evaluar; la afectación o daño depende de la acción sísmica y de la capacidad sismorresistente de la estructura, de manera que la evaluación de la vulnerabilidad sísmica está vinculada a la manera como se definen la acción y el daño sísmico.

Otro reto que tiene la ingeniería, es la evaluación del desempeño de una estructura ante eventos sísmicos, para ello, es fundamental entender el comportamiento de la misma configuración de la estructura, ya sea por cómo y cuánto se va a deformar, cuáles son sus zonas críticas y cómo evitar las fallas que provocan el colapso.

Construcciones Sismorresistentes. Se dice que una construcción es sismorresistente, cuando se diseña y construye considerando una buena configuración estructural, cuyas componentes tengan dimensiones adecuadas, se usen buenos materiales con las proporciones y propiedades adecuadas, y se use una mano de obra calificada, con el fin de soportar la acción de las fuerzas sísmicas; todos estos parámetros, son indicadas en las normas de diseño. A pesar de todo esto, siempre existe la posibilidad de que se presente un terremoto de magnitud superior a lo que se había previsto, teniendo que ser resistidos por la edificación, por este motivo no se consideran a los edificios como totalmente sismorresistentes.

En el Perú, tenemos la norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente, perteneciente al Reglamento Nacional de Edificaciones - RNE, que contiene un grupo de más normas; el objetivo de la E.030, como su nombre los indica, es establecer las condiciones mínimas para el Diseño Sismorresistente de las edificaciones, de forma obligatoria y dentro del ámbito nacional. Dentro de los artículos de esta norma, se encuentra el Artículo 4, que señala la filosofía y principios del Diseño Sismorresistente:

3.1. La filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en:

Evitar pérdida de vidas humanas.

Asegurar la continuidad de los servicios básicos.

Minimizar los daños a la propiedad.

3.2. Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía, se establecen en la presente Norma los siguientes principios:

La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.

La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.

Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N° 5, se debería tener consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo [5].

h) Análisis Dinámico de estructuras

El fin de analizar las estructuras, es determinar las respuestas que tiene frente a fuerzas externas transitorias, ya sean sismos, vientos, o incluso explosiones.

Para poder analizarlas, se realizan una serie de simplificaciones y suposiciones, con el fin de reducir la gran cantidad de cálculos complejos que se requieren; los códigos de diseño, rigen estas pautas de simplificación de cálculos, además de los métodos y parámetros que se deben usar como mínimo, para garantizar grados de seguridad, todo basado en los casos reales del comportamiento de las estructuras ante los eventos sísmicos ocurridos, además de ensayos hechos en laboratorios con tecnología cada vez más avanzada.

La Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente, menciona que, para el Análisis Sísmico, se utilizan dos procedimientos: el Análisis Estático, o de fuerzas equivalentes, y el Análisis Dinámico modal espectral; pero añade además al Análisis Dinámico Tiempo Historia, como un método con fines de verificación, sin exigir su uso.

El Análisis Estático, representa una simplificación de las fuerzas sísmicas, en una sola, que se distribuye en fuerzas actuantes en el centro de masas de cada nivel de la edificación; la aplicación de este procedimiento no se hará en esta investigación, sin embargo, es importante conocer su concepto principal.

Para el Análisis Dinámico, se simplifica el problema separando las características de la estructura de las propiedades del sismo, determinando la respuesta de la primera frente a la segunda; las propiedades de la estructura vienen dados por sus frecuencias, formas de modo, grado de amortiguamiento y rigidez. Es muy importante conocer que las estructuras tienen un gran número de grados de libertad, teniendo que simplificarlos a una cantidad considerable, obteniendo así, una idealización en modelos matemáticos para obtener su análisis dinámico, teniendo en cuenta que se debe mantener valores equivalentes de la masa y la rigidez en todos sus niveles; esta sustitución por el modelo matemático, se puede idealizar como un péndulo invertido.

i) Análisis Dinámico con Espectro de Respuesta

También llamado Análisis Dinámico Modal Espectral; este método, como su nombre lo indica, se compone de dos análisis, uno de parte de la estructura, y otro de parte de la sollicitación sísmica, siendo éstos:

- Análisis Modal, encargado de la estimación de las propiedades dinámicas de la estructura; obtenemos períodos, modos de vibración, porcentajes de masa participativa.

- Análisis Espectral, que considera las sollicitaciones sísmicas como un espectro de diseño de pseudo aceleraciones, definido por la norma E.030.

Implica el cálculo de los valores máximos de los desplazamientos y aceleraciones en cada uno de los modos de vibración.

Los valores obtenidos en ambos análisis, se combinan con diversos métodos como: el promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores máximos, la combinación cuadrática completa (método CQC); obteniendo los valores probables de desplazamientos y fuerzas.

j) Análisis Dinámico Tiempo Historia

En este método, para las solicitaciones sísmicas, se usan registros de aceleración, ya sean de sismos reales o simulados, teniendo que usarse como mínimo, según la norma E.030, tres conjuntos de registros de aceleraciones, cada uno de los cuales incluye dos componentes en direcciones ortogonales. Se utiliza un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histerético de los elementos. Las respuestas de la estructura, se conocen a lo largo de toda la duración de cada evento sísmico.

1.3 Marco legal

La aplicación del presente proyecto de investigación, se sujeta a lo prescrito por siguiente marco legal:

- Constitución Política del Perú.
- Ley Orgánica de Municipalidades: Ley N°27972.
- Reglamento para Concreto Estructural, ACI 318-19
- Reglamento Nacional de Edificaciones:
- Norma Técnica E.020 – Cargas
- Norma Técnica E.030 – Diseño Sismorresistente
- Norma Técnica E.050 – Suelos y Cimentaciones
- Norma Técnica E.060 – Concreto Armado
- Norma Técnica E.070 – Albañilería
- Resolución Viceministerial N° 208-2019-MINEDU.

1.4 Marco conceptual

A continuación, se presentan los conceptos de los términos con mayor uso en el estudio de esta tesis que conlleve a uniformizar nuestros criterios:

Carga. - Fuerzas u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos.

Carga muerta. - Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación de su magnitud, pequeña en el tiempo.

Carga viva. - Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación.

Cortante basal. - Es la fuerza cortante en la base del edificio debido al sismo y es una porción del peso quien depende de los parámetros para el análisis sísmico.

Deriva. - Relación del desplazamiento máximo relativo con la altura de entrepiso.

Ductilidad. - Es la propiedad que define la posibilidad de la estructura o algunos de sus componentes estructurales de experimentar deformaciones más allá del límite elástico sin reducir de manera significativa su resistencia o rigidez.

Espectro de respuesta. - Es un concepto práctico que caracteriza los movimientos sísmicos y el efecto sobre las estructuras. El espectro de Respuesta es función del período de vibración T del sistema, y de la aceleración.

Fuerza axial. - Es una fuerza que actúa directamente sobre el centro axial de un objeto en la dirección del eje longitudinal. Estas fuerzas pueden ser de compresión o de tensión, dependiendo de la dirección de la fuerza.

Momento flector. - Momento de fuerza resultante de una distribución de cargas sobre una sección transversal de un elemento prismático flexionado o una placa que es perpendicular al eje longitudinal a lo largo del que se produce la flexión

Presión admisible. - Máxima presión que la cimentación puede transmitir al terreno sin que ocurran asentamientos excesivos (mayores que el admisible) ni el factor de seguridad frente a una falla por corte sea menor que el valor indicado en el RNE.

Rigidez. - Es una medida cualitativa de la resistencia a las deformaciones elásticas producidas por un material, que contempla la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones.

Carga de servicio. - Se denomina así a la carga que no está afectada por los factores de amplificación según el elemento que se pretenda diseñar.

Concreto armado. - Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero especificada en la norma de concreto armado E.060 del RNE.

Concreto simple. - Concreto estructural sin armadura de refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.

Longitud de desarrollo. - Longitud embebida del refuerzo en el concreto que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

Peralte efectivo o altura útil de la sección (d). - La distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal sometido a tracción.

Resistencia de diseño. - Resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia Φ que corresponda.

Resistencia nominal. - Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de la norma E.060 del RNE, antes de aplicar el factor de reducción de resistencia.

Resistencia especificada a la compresión del concreto (f'_c). - Resistencia a la compresión del concreto empleado en el diseño de estructuras y evaluada de acuerdo con las consideraciones de la norma de concreto armado E.060 del RNE.

Albañilería confinada. - Albañilería reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, vaciado posteriormente a la construcción de la albañilería.

Muro portante. - Muro diseñado y construido en forma tal que pueda transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel a nivel inferior o a la cimentación.

Pórtico de concreto. – Conjunto estructural formado por vigas y columnas, con la finalidad de transmitir las cargas que soportan las vigas a las columnas, y éstas a la cimentación.

Tabique. - Muro no portante de carga vertical, utilizado para sub dividir ambientes o como cierre perimetral.

1.5 Situación problemática

Nos encontramos en una región que está dentro de una zona de alta sismicidad, la región de Ica, donde las estructuras de las obras civiles, del ámbito urbano y rural, están expuestas a soportar fuerzas sísmicas considerables; por ello, se considera de gran importancia, el conocimiento y estudio de los diversos métodos de análisis sísmico, para lograr un comportamiento esperado ante un evento sísmico.

Dentro de los diversos métodos de análisis sísmicos, tenemos los análisis estáticos y dinámicos, perteneciendo a éste último, los dos métodos a estudiar en esta investigación: Análisis Dinámico Espectro de Respuesta y Análisis Dinámico Tiempo Historia; el primer análisis mencionado, se encuentra normalizado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, sugiriendo, de manera complementaria, la utilización del segundo método, siendo muchas veces ignorada al momento de realizar el análisis sísmico de una estructura. Bajo esta premisa, hemos encontrado en la actualidad, que el Centro Poblado El Arenal, del distrito de los Aquijes de la provincia de Ica, se ha visto con una limitante en el desarrollo educativo de los niños de la zona; cada vez, el nivel educativo de los estudios secundarios, como superiores, exigen mayor nivel educativo, debido a la demanda y competencia de alumnos de otras zonas a nivel de la región y país; además, debido al nivel socio-económico del Centro Poblado, no les es posible a las familias, realizar gastos extras de transporte como para que los niños vayan a estudiar a centro educativos de otros distritos aledaños a Los Aquijes.

En el distrito de Los Aquijes, existen 28 centros educativos, de los cuales 11 son colegios públicos de educación inicial, 7 son colegios públicos de educación primaria y 4 centros educativos públicos de educación secundaria; 4 colegio privado de educación inicial y 2 colegio privados de educación primaria. Existiendo de estos, 9 colegios públicos en el centro poblado el arenal del distrito de los Aquijes, dentro de los cuales se encuentra la I.E. N°22313; esta institución, destinada la educación primaria, no cuenta con cerco perimétrico, inadecuados y deteriorados ambientes académicos, además del equipamiento y mobiliario, que no es el adecuado o son deficientes ante la necesidad de los alumnos de la institución.

Es así que se ha identificado como principal problema de investigación, la comparación de resultados de los métodos de análisis dinámico con espectro de respuesta y tiempo historia, para el diseño sismorresistente del Centro Educativo del nivel primario I.E. N° 22313 del CC.PP. El Arenal, Distrito de Los Aquijes, Provincia de Ica – Ica; así como también, los inadecuados ambientes académicos con los que cuenta en la actualidad, por estas razones es que se hace necesario contar con nuevas infraestructuras, a fin de eliminar los limitantes educativos y bajos niveles cognitivos y psicomotriz en los niños de la institución.

1.5.1 Formulación de problemas

a) Problema general

¿Cuál de los métodos, análisis dinámico con espectro de respuesta y análisis dinámico tiempo historia, será más factible en el diseño sismorresistente del centro educativo?

b) Problemas específicos

- ¿Será este diseño sismorresistente del centro educativo del nivel primario en la I.E. N°22313, capaz de mejorar las condiciones del servicio educativo a fin de eliminar los limitantes educativos en los niños de la institución?
- ¿Contribuirá en la mejora del nivel cognitivo y psicomotriz de los niños del centro educativo?
- ¿Contribuirá en el alza en el nivel educativo de los niños?
- ¿Contribuirá en reducir el gasto de las familias que envían sus hijos a colegios particulares o a otros distritos?

1.6 Delimitación del problema

1.6.1 Delimitación espacial o geográfica

a) Ubicación y localización del proyecto de investigación

El área del proyecto en estudio, se ubica en el Centro Poblado El Arenal, perteneciente al distrito de Los Aquijes, provincia de Ica, departamento de Ica.

El Centro Poblado El Arenal, se encuentra aproximadamente a 1.2 km de la Plaza de Armas del distrito de Los Aquijes, y a 6.8 km aproximadamente de la Plaza de Armas del distrito de Ica, capital de la provincia de Ica.

El distrito de Los Aquijes es uno de los catorce distritos peruanos que forman la provincia de Ica en el departamento de Ica, bajo la administración del Gobierno regional de Ica. Limita por el norte y por el oeste con el distrito del Cercado de Ica; por el sur con el distrito de Pueblo Nuevo; por el este con el distrito del Rosario de Yauca.

La provincia de Ica, ubicada en la Costa central del Perú y en la parte central del departamento de Ica, limita con la provincia de Pisco, con el departamento de Huancavelica, con la provincia de Palpa, con la provincia de Nasca y con el océano Pacífico.

El departamento de Ica está ubicado en el centro oeste del Perú, limitando al norte con el departamento de Lima, al este con los departamentos de Huancavelica y Ayacucho, al sur con el departamento de Arequipa y al oeste con el océano Pacífico.

El terreno en donde se realizará el proyecto, se encuentra en la Calle Sebastián Barranca S/N en el C.P. El Arenal, en cuya área, la Institución Educativa N°22313 viene realizando sus labores educativas; todos estos datos se muestran en la Tabla I.

Tabla I

Ubicación y localización del proyecto de investigación

Ubicación y Localización del Proyecto				
Departamento	Ica	Provincia	Ica	
Distrito	Los Aquijes	Latitud	:	14.09640 S
		Longitud	:	75.69143 O
Localidad	Centro Poblado El Arenal	Latitud	:	14.09689 S
		Longitud	:	75.70383 O
Dirección	Calle Sebastián Barranca S/N	Latitud	:	14.09456 S
		Longitud	:	75.70219 O
Región Geográfica	Costa	Altitud		410 msnm

b) Aspectos topográficos

A grandes rasgos, los rasgos de la topografía del distrito de Los Aquijes, han sido originados por la concurrencia de singulares patrones fisiográficos y estructurales, así como diferentes procesos geodinámicos: tectónicos, erosivos y acumulativos, que han modelado su relieve; las geoformas presentes en la provincia de Los Aquijes, van desde acumulaciones eólicas, colinas, terrazas erosionadas, etc. incluyendo a los valles amplios que rodean la ciudad.

En cuanto al terreno donde se encuentre la I.E. N°22313, se observó que cuenta con una topografía plana, con un desnivel en la parte posterior, tal como se verá con más detalle en el estudio topográfico realizado.

1.6.2 Delimitación temporal

El desarrollo de esta investigación, se realizó en los meses de 2019 y 2020, con contratiempos en la obtención de algunos datos, debido a la pandemia que está sucediendo en el mundo y, que ha dificultado y restringido en algunos casos, los procesos de acceso a la información con motivo de la investigación.

Los parámetros que se han usado para el Análisis Dinámico con Espectro de Respuesta y el Análisis Dinámico Tiempo Historia, son provenientes de la norma E.030 del año 2018.

Los datos de aceleraciones sísmicas, requeridas para el Análisis Dinámico Tiempo-Historia, son de sismos reales, a los cuales se han tenido acceso a través de la página web del CISMID; estos datos de aceleraciones, corresponden al lugar y año de sucedidos: Lima 1974, Moquegua 2001 y, Pisco 2007.

1.6.3 Delimitación social

Esta investigación no tiene como objetivo de investigación a personas, sino a métodos de cálculo de Análisis Dinámico de estructuras; a pesar de eso, la estructura que se usa como ejemplo de aplicación para los diferentes análisis, está destinada a una mejor educación de los niños del nivel primario del Centro Poblado El Arenal, del distrito de Los Aquijes.

Además, una de las labores en la sociedad ingenieril, también es crear conciencia entre profesionales del área, de la importancia que tiene el Diseño sismorresistente de las estructuras, en especial aquellas que son más importantes y esenciales en la sociedad, y más aún en nuestra región de Ica, que es una zona altamente sísmica.

1.6.4 Delimitación conceptual

La investigación comprende el alcance a dos métodos de Análisis Dinámico, para la línea de investigación de Diseño Sismorresistente de Estructuras en Concreto Armado, enmarcado dentro del área de la Ingeniería Civil, aplicando conocimientos de: Mecánica de suelos, Arquitectura, Análisis y diseño estructural, Concreto Armado: además de los temas que rigen esta investigación, tales como: Metodología de la Investigación, Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19.

1.7 Justificación e importancia de la investigación

1.7.1 Justificación

Para realizar el análisis sísmico de las estructuras, la norma E.030, nos presenta dos métodos de análisis sísmico, que son el estático y el dinámico modal espectral,

teniendo como recomendación de verificación, al análisis dinámico tiempo historia; el uso de este último método, siendo ignorado, ya que la norma no lo exige, quedando la duda del porqué se debe esto, cuando aparentemente, el usar datos de aceleraciones de sismos reales, puede traer resultados más exactos.

Éstos dos métodos de análisis dinámico, son métodos diferentes en cuanto a la representación de la sollicitación sísmica, cada una con ventajas y desventajas a la hora del cálculo; al realizar la comparación de los resultados de ambos métodos, podremos obtener lo mejor de cada uno de ellos en la determinación de los esfuerzos y desplazamientos. Además, tenemos cada año que pasa, nuevas herramientas tecnológicas, que debemos usarlas con el fin de que nos permitan realizar mayores cálculos con gran cantidad de variables, pudiendo evitar muchas simplificaciones que pueden resultar en estructuras más óptimas, tanto técnica como económicamente.

1.7.2 Importancia

La importancia de esta investigación, parte en el hecho de que como egresado de la Universidad Nacional “San Luis Gonzaga de Ica”, de la facultad de Ingeniería Civil, debemos tener siempre presente de que nos encontramos en una zona de alta sismicidad, no solo de nuestro país, sino más aún de nuestra región, la cual ya ha sufrido las consecuencias a lo largo del tiempo, de lo catastrófico que puede llegar a ser un terremoto de gran magnitud.

Así tenemos, que el hecho de seguir esta línea de investigación, fomenta el interés colectivo por realizar cada vez más estudios diversos sobre el tema de la ingeniería estructural que, mientras va avanzando el tiempo, va usando herramientas nuevas que nos provee la tecnología, para poder adentrarnos con mayor exactitud, cada vez más profundo, en los diversos estudios que nos permitan mejorar el diseño de las edificaciones en las que nos desarrollamos día a día.

1.8 Objetivos de la investigación

1.8.1 Objetivo general

El objetivo general de este proyecto de investigación es realizar el ESTUDIO COMPARATIVO DE MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y TIEMPO HISTORIA, para el diseño sismorresistente del centro educativo del nivel primario en la Institución Educativa N°22313 Centro Poblado El Arenal, distrito Los Aquijes.

1.8.2 Objetivos específicos

- Mejorar las condiciones de los servicios del Centro Educativo del nivel primario en la I.E. N°22313 del Centro Poblado El Arenal, en el distrito de

Los Aquijes, aportando una solución tecnológica apropiada de bajo costo y que sea accesible a los pobladores.

- Contribuir en la mejora del nivel cognitivo y psicomotriz de los niños del centro educativo.
- Contribuir en Alza en el nivel educativo de los niños, que permitirá generar mayores conocimientos.
- Contribuir en reducir el gasto de las familias que envían a sus hijos a colegios particulares o a otros distritos.

1.9 Hipótesis de la investigación

1.9.1 Hipótesis general

La aplicación del análisis dinámico tiempo historia, tiene unos resultados más ajustados a los datos de un sismo en específico, a comparación de lo obtenido con el análisis dinámico con espectro de respuesta, cuyos resultados se obtienen con parámetros normados.

1.9.2 Hipótesis específicas

- Se logrará mejorar las condiciones de infraestructura y servicio educativo del Centro Educativo del nivel primario en la I.E. N°22313,
- Contribuirá en la mejora del desarrollo cognitivo y motriz de los niños de la institución.
- Contribuirá con el incremento del nivel educativo de los alumnos, obteniendo una mejor calidad de aprendizaje de la población estudiantil del Centro Poblado El Arenal.
- Contribuirá a la reducción de gasto de las familias que envían a sus hijos a colegios particulares o a otros distritos.

1.10 Variables de la investigación

1.10.1 Identificación de variables

Variable independiente

Aplicación del análisis dinámico con espectro de respuesta.

Aplicación del análisis dinámico tiempo historia.

Variable dependiente

Estructura sismorresistente del Centro Educativo del nivel primario en la I.E. N°22313 C.P. El Arenal, Distrito Los Aquijes, Provincia de Ica, Departamento de Ica.

1.10.2 Operacionalización de variables

La operacionalización de variables se presenta en la Tabla II:

Tabla II
Operacionalización de variables

Variables	Definición Conceptual	Definición Operacional	Categoría o Dimensión	Indicadores
Independiente: Análisis Sísmico Dinámico	El análisis sísmico dinámico, es el proceso de cálculo del comportamiento de una estructura antes solicitaciones sísmicas, usando los parámetros de la norma E.030.	Fuerzas y momentos debido a solicitaciones de carga sísmica.	-A.D. con espectro de respuesta. -A.D. tiempo historia.	-Cortante basal. -Desplazamientos laterales.
Dependiente: Estructura sismorresistente del Centro Educativo	Una estructura es sismorresistente cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, elementos con dimensiones apropiadas y materiales con proporción y resistencia suficiente para soportar acciones sísmicas.	Requisitos mínimos exigidas por las normas para resistir un sismo sin tener daños.	- Peligro sísmico. - Categoría, sistema estructural y regularidad. - Regularidad estructural.	- Ubicación. - Configuración estructural. - Resistencia de los elementos a fuerzas cortantes y momentos a causa de sismo.

II. ESTRATEGIA METODOLÓGICA

2.1 Tipo, nivel y diseño de investigación

2.1.1 Tipo de Investigación

Es aplicada, ya que se usa el conocimiento del análisis sísmico de estructuras, para aplicarla en el diseño sismorresistente de la estructura del Centro Educativo del nivel primario en la I.E. N° 22313 del C.P. El Arenal.

Es cuantitativo, debido a que los datos que se obtengan, serán cuantificables y medibles mediante los análisis de cálculo, obteniendo así: cortantes basales, desplazamientos laterales.

2.1.2 Nivel de Investigación

De acuerdo a la naturaleza de la investigación, se trata de un estudio descriptivo, ya que se describe el comportamiento de una estructura mediante la aplicación de cálculo de dos métodos de análisis sísmicos existentes, con datos ya definidos mediante normas, en el caso del análisis con espectro de respuesta, y datos medidos de eventos reales, en el caso del análisis tiempo historia.

2.1.3 Diseño de Investigación

El diseño de la presente investigación es no experimental, ya que no se manipulan las variables, y éstas corresponden a las estipuladas por la norma y a las que han sido tomadas de fuentes de medición oficiales, usándolas con el fin de los cálculos respectivos. La investigación solamente se limita a la observación de los resultados que se obtengan, de un contexto natural existente como son las normas, para poder analizarlos y compararlos.

2.2 Población y muestra materia de investigación

2.2.1 Población de Estudio

La población denominada para este estudio de investigación, se puede dar por las estructuras regulares de sistema dual de concreto armado del distrito de Los Aquijes, de la provincia de Ica.

2.2.2 Muestra de Estudio

La muestra es no probabilística, ya que se tomó un pabellón del Centro Educativo del nivel primario en la I.E. N°22313 en el C.P. El Arenal en el distrito de Los Aquijes, siendo una muestra inexistente y planteada en específico a fin de la investigación.

2.3 Técnicas de recolección de datos

Para realizar la topografía del terreno, se utilizaron las siguientes técnicas de recolección de datos:

- La observación de la distribución de pabellones de la I.E. y de puntos de nivel del terreno in situ.
- Levantamiento topográfico.
- Anotación de datos oculares complementarios.

Para obtener los datos de las propiedades del suelo, se utilizaron las siguientes técnicas de recolección de datos:

- La excavación de tres (03) calicatas de 3.00 metros de profundidad en puntos estratégicos.
- La recolección manual de muestras de suelo de las respectivas calicatas.
- Anotación de datos oculares complementarios.

Para realizar el análisis dinámico con espectro de respuesta, se utilizaron las siguientes técnicas de recolección de datos:

- Revisión y análisis documental de varias fuentes y autores, principalmente de la norma técnica E.030 diseño sismorresistente – Perú.

Para realizar el análisis dinámico tiempo historia, se utilizaron las siguientes técnicas de recolección de datos:

- Revisión y análisis documental de varias fuentes y autores, principalmente de la norma técnica E.030 diseño sismorresistente – Perú.
- Revisión y análisis de datos públicos alojados en las páginas webs oficiales de las diferentes redes acelerográficas del Perú.

Para realizar el diseño sismorresistente de la estructura, se utilizaron las siguientes técnicas de recolección de datos:

- Revisión y análisis documental de varias fuentes y autores, principalmente de las normas técnicas E.030, E.050, E.060 y E.070, del Reglamento Nacional de Edificaciones.

2.4 Instrumentos de recolección de datos

Para realizar la topografía del terreno, se utilizaron los siguientes instrumentos de recolección de datos:

- Estación total Leica FlexLine TS06, con su trípode y prisma topográfico.
- Diario de campo.

Para obtener los datos de las propiedades del suelo, se utilizaron los siguientes instrumentos de recolección de datos:

- Herramientas manuales y mano de obra.
- Diario de campo y fichas de muestras.

Para realizar el análisis dinámico con espectro de respuesta, se utilizaron los siguientes instrumentos de recolección de datos:

- Ficha de registro de datos.

Para realizar el análisis dinámico tiempo-historia, se utilizaron los siguientes instrumentos de recolección de datos:

- Ficha de registro de datos.
- Acceso y descargas de páginas web de la internet mediante ordenador.

Para realizar el diseño sismorresistente de la estructura, se utilizaron los siguientes instrumentos de recolección de datos:

- Ficha de registro de datos.

2.5 Técnicas de procesamiento de datos, análisis e interpretación de resultados

Para realizar la topografía del terreno, se utilizaron:

- El procesamiento de puntos de nivel en ordenador a través del programa Civil 3D, software perteneciente a la empresa Autodesk, obteniendo el plano topográfico del terreno donde se realiza la investigación.

Para obtener los datos de las propiedades del suelo, se utilizaron:

- Instrumentos y equipos del laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional “San Luis Gonzaga de Ica”.
- Fichas y resultados entregables a cargo de la oficina del laboratorio de mecánica de suelos, presentados en el Anexo N° 1.
- Para realizar el análisis dinámico con espectro de respuesta, se utilizaron:
- Desarrollo del cálculo mediante los parámetros establecidos por la norma técnica E.030; se utilizó el software ETABS para el análisis estructural de la infraestructura educativa.
- Observación y comparación de resultados mediante software de tablas de Excel, filtrando la información exportada de ETABS, utilizando solo los datos necesarios a fin de la investigación.

Para realizar el análisis dinámico tiempo-historia:

- Los registros sísmicos de aceleraciones, se dividen en dos archivos de texto, con las aceleraciones horizontales en los sentidos Norte-Sur y Este-Oeste, teniendo en total, 6 archivos de aceleraciones originales para el análisis, dos por cada sismo representativo.
- Antes de realizar el análisis propiamente dicho, se realizan dos tipos de procesamiento para cada registro de aceleraciones para que éstos sean consistentes con el máximo sismo considerado según la norma E.030, obteniendo un grupo de registros de aceleración con las máximas aceleraciones escalados a la aceleración del terreno según la zona indicada, siendo de 0.45g en este caso, y otro grupo, compatibles con el espectro de pseudoaceleraciones, con el valor de $R=1$.

- Para obtener el primer grupo de registro de aceleraciones, se usan las hojas de cálculo de Excel, para escalar las máximas aceleraciones al valor de 0.45g por regla de tres simple.
- Para obtener el segundo grupo de los acelerogramas compatibles al espectro de la norma E.030 con $R=1$, se usa la herramienta *Matched to Response Spectrum* del programa ETABS, con el método de coincidencia espectral en el dominio del tiempo.
- Además, para cada par de registros de aceleraciones de un sismo representativo, en cada grupo, se realizan dos casos de análisis, el Caso 1, cuando la componente E-O del registro actúa sobre la dirección X-X de la estructura, mientras que la componente N-S lo hace sobre la dirección Y-Y, y el Caso 2, cuando la componente E-O del registro actúa sobre la dirección Y-Y, mientras que la componente N-S lo hace sobre la dirección X-X.
- Se desarrolla el análisis mediante los parámetros establecidos por la norma técnica E.030; se utilizó el software ETABS para el análisis estructural de la infraestructura educativa.
- Para el análisis e interpretación, se realizó la observación y comparación de resultados mediante software de tablas de Excel, filtrando la información exportada de ETABS, utilizando solo los datos necesarios a fin de la investigación.
- Para realizar el diseño sismorresistente de la estructura:
- Se realizó el predimensionamiento de la estructura bajo los parámetros de la norma técnica E.030, E.060, E.070 y otros textos.
- Se hicieron los cálculos respectivos para la estructuración de la edificación, para que satisfaga lo dispuesto por las normas y a los valores obtenidos de los análisis dinámicos.
- Para el diseño de la cimentación, se utilizó el software SAFE, calculando la distribución de presiones sobre el terreno, así como los asentamientos y deformaciones de la estructura de fundación.

III. RESULTADOS

3.1 Presentación e interpretación de resultados

3.1.1 Estructuración y predimensionamiento

La estructura del módulo, se destina para aulas en sus tres niveles, teniendo tres ambientes por cada uno. Presenta una medida en planta de 23.50 m por 10.00 m, incluyendo los pasadizos, mostrándose la distribución en planta en las Figuras 1 y 2. Además de una altura libre de 2.75 m desde el nivel de piso terminado hasta el fondo de losa, por cada nivel.

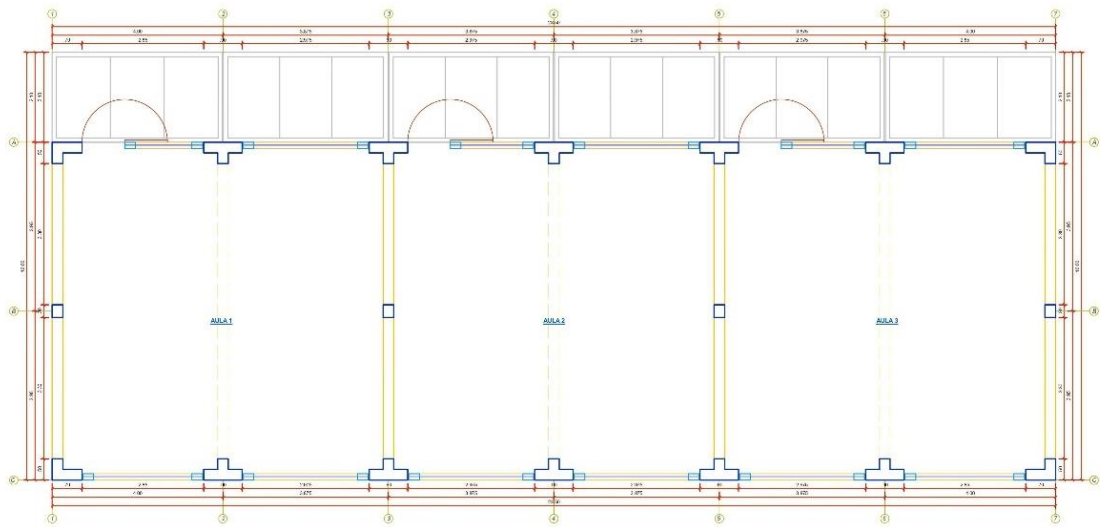


Fig. 1. Distribución en planta del primero piso

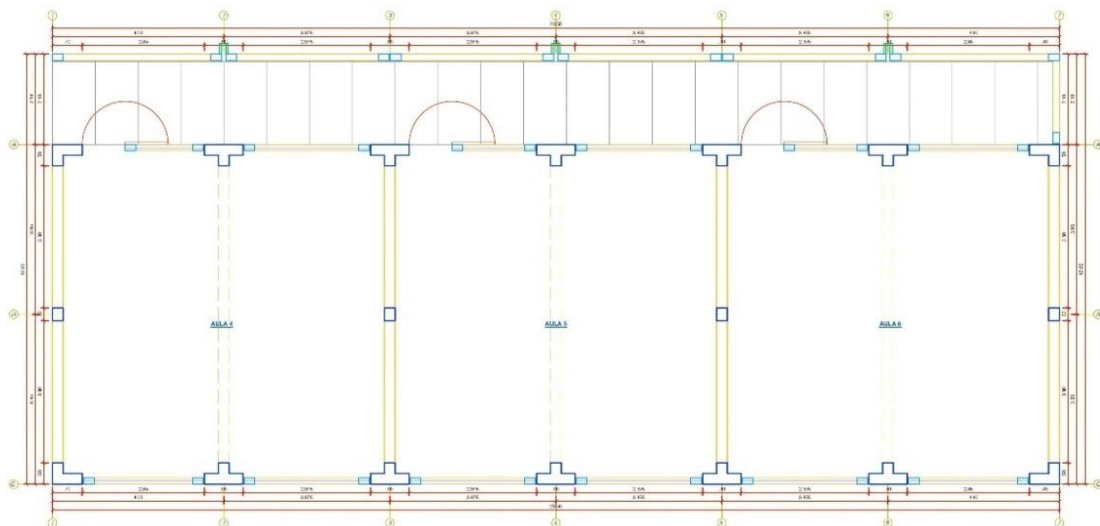


Fig. 2. Distribución en planta del segundo y tercer piso

Para la estructuración del módulo educativo, se consideró obtener una estructura de forma regular, tanto en planta como en altura, tal como lo indica la norma E.030 en el Artículo 21, de acuerdo a la categoría y zona de ubicación. Los ambientes están constituidos a base de estructuras de concreto y muros de albañilería, y llevarán

zapatas, vigas de cimentación, y sobrecimientos que puede requerir refuerzo en consideración con la altura dependiendo del nivel de la viga de cimentación. Los muros serán de ladrillo industrial tipo IV ($f'_b = 130 \text{ kg/cm}^2$), con su respectivo tarrajeo. Todos los ambientes llevarán piso cerámico normal de $0.40 \times 0.40 \text{ m}$ con contra zócalos del mismo material de $h=0.10 \text{ m}$. El techo de los ambientes será de concreto armado tipo aligerado, y el último piso contará adicionalmente, con una cobertura de ladrillo pastelero con una pendiente de 1%.

Las propiedades de los materiales utilizados en la estructura se describen en la Tabla III:

Tabla III
Propiedad de los materiales para la estructura

Resistencia a compresión del concreto f'_c	210 kgf/cm^2
Resistencia a compresión de la albañilería tipo IV f'_b	130 kgf/cm^2
Peso específico del concreto γ	2400 kgf/m^3
Módulo de Elasticidad del concreto E_c	$15000 \sqrt{f'_c}$
Fluencia del acero f_y	4200 kgf/cm^2
Módulo de Elasticidad del acero E_s	2000000 kgf/cm^2

Predimensionamiento de losas

Para todos los entresijos y techo, se usarán losas aligeradas unidireccionales, armadas en la dirección de menor ancho.

Para determinar el espesor de la losa aligerada a fin de no verificar deflexiones, se tomará la tabla 9.1 de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

Tomamos la luz más desfavorable de toda la planta y se dividirá entre el valor correspondiente al caso, siendo ésta la de 18.5 ya que tiene un extremo continuo.

La luz más crítica es de 3.60 m. Así tenemos:

$$h = \frac{l}{18.5} = \frac{3.60 \text{ m}}{18.5} = 0.195 \text{ m}$$

Se trabajará con una losa de espesor $h=20 \text{ cm}$.

Predimensionamiento de vigas

Tomamos en consideración las recomendaciones para el predimensionamiento, al libro de Concreto Armado del Ing. Antonio Blanco Blasco que, para el peralte de una viga, se considera dentro del orden de $1/10$ a $1/12$ de la luz libre, y para el ancho, 0.3 a 0.5 veces el valor de la altura o peralte de la viga, tenemos así:

$$\frac{l_n}{12} \leq h \leq \frac{l_n}{10} \wedge 0.3h \leq b \leq 0.5h$$

Para la viga principal VP-01, con $l_n=6.90$ m, tenemos:

$$\frac{6.9}{12} \leq h \leq \frac{6.9}{10} = 0.575 \leq h \leq 0.69$$

Se usará un peralte de 0.65 m; en el último piso se usará un peralte de 0.60, se denominará VP-03. Para el ancho tenemos:

$$0.3(0.65) \leq b \leq 0.5(0.65) = 0.195 \leq b \leq 0.325$$

Consideramos para el ancho de la viga VP-01 el valor de 0.25 m.

Tenemos entonces la viga VP-01 de 0.25x0.65 y VP-03 de 0.25x0.60.

Para la viga principal en voladizo, VP-02, con $l_n=2.10$ m, tenemos que considerarla como una viga simplemente apoyada con el doble de su luz libre, así tenemos:

$$h_s = 1.4h$$

$$\frac{2(2.10)(1.4)}{12} \leq 1.4h \leq \frac{2(2.10)(1.4)}{10} = 0.49 \leq h_s \leq 0.588$$

Siendo h_s , el peralte de una viga simplemente apoyada, equivalente al peralte de la viga en voladizo, eligiendo un valor de 0.55 m. Para el ancho tenemos:

$$0.3(0.55) \leq b \leq 0.5(0.55) = 0.165 \leq b \leq 0.275$$

Consideramos para el ancho de la viga VP-02 el valor de 0.25m.

Tenemos entonces la viga VP-02 de 0.25x0.55.

Para la viga secundaria VA-01, se mantendrá un peralte de 0.55 m, igual al de la viga VP-02, para mantener la uniformidad de conexiones y rigidez lateral. Para el ancho, se usará el mínimo permitido, siendo ésta de 0.25 m.

Para la viga solera VS-01, se mantendrá un peralte de 0.55 m, igual al de la viga VP-02, para mantener la uniformidad de conexiones y rigidez lateral. Para el ancho, se usará el mínimo valor, que será el espesor del muro, siendo ésta de 0.25 m.

Para la viga chata de borde VB-01, se mantendrá un peralte de 0.20 m, igual al espesor de la losa aligerada. Para el ancho, se usará el mínimo, siendo ésta de 0.20 m, ya que no carga la losa, pero soporta la carga de tabiques.

Predimensionamiento de columnas

El predimensionamiento de las columnas, se harán considerando el peso propio de la estructura, las dimensiones se verificarán con el análisis sísmico posterior.

Se requiere de un área mínima de la columna, dada por la siguiente fórmula:

$$A_{col} = \lambda * \frac{P_G}{n * f_c}$$

Dónde: A_{col} : Área de Columna

P_G : Carga por gravedad

λ, n : Factores que dependen de la ubicación de la columna mostradas en la Tabla IV:

Tabla IV

Factores para el predimensionamiento de columnas

Tipo de Columna	λ	n
Central	1.10	0.30
Perimetral	1.25	0.25
Esquina	1.50	0.20

Nota. Factores de acuerdo con la ubicación de la columna [6, p. 53]

Para estimar las cargas por gravedad que soportarán las columnas, usaremos una carga unitaria asumida de 1.5 t/m², así tenemos los resultados en la tabla V:

Tabla V

Predimensionamiento de columnas

C	Tipo de columna	Área tributaria (m ²)	Carga (t/m ²)	Nº de pisos	PG (t)	f_c (kg/cm ²)	Acol requerida (cm ²)	Dimensiones a usar
C-1	Per.	23.45	1.5	3	105.525	210	2512.5	T 90x50x25= 2875 cm ²
C-2	Esq.	8.68	1.5	3	39.06	210	1395	L 25x50x70= 2375 cm ²

Para la columna C-3, se usarán las dimensiones de 25x30 cm, ya que éstas son parte de los muros portantes.

Predimensionamiento de muros de albañilería confinada

Al ser muros portantes, se usará muros de espesor de 23 cm, siendo éstos los muros de cabeza.

3.1.2 Metrado de cargas

En el metrado de cargas, se definirán las cargas actuantes en la estructura debido a la acción de la gravedad. Las cargas a considerar serán las cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV). Las cargas están basadas y sustentadas en la Norma Técnica E.020 del RNE [7].

a) En losas aligeradas del primer y segundo piso

Para la CM, tenemos:

- Peso propio ($h=20\text{cm}$) – 300 kg/m^2 .
- Acabado del piso terminado – 100 kg/m^2 .
- Tarrajeo ($e=1.5 \text{ cm}$) – $2000*0.015 = 30 \text{ kg/m}^2$.

Para la CV, tenemos:

- En aulas – 250 kg/m^2 .
- En corredores – 400 kg/m^2 .
- En losas aligeradas del tercer piso:

Para la CM, tenemos:

- Peso propio ($h=20\text{cm}$) – 300 kg/m^2 .
- Mortero en cobertura ($e_p=1\%*10\text{m}/2=0.05\text{m}$) – $2000*0.05 = 100 \text{ kg/m}^2$.
- Cobertura de ladrillo pastelero – 40 kg/m^2 .
- Tarrajeo ($e=1.5 \text{ cm}$) – $2000*0.015 = 30 \text{ kg/m}^2$.

Para la CV, tenemos:

- En techo – 100 kg/m^2 .

b) Por tabiquería

Ésta se considera como CM y será distribuida por metro lineal de acuerdo a su ubicación en planta. Peso volumétrico de 1350 kg/m^3 y espesor de 0.15 m .

- En parapetos del pasadizo ($h=1.05 \text{ m}$) – $1350*1.05*0.15 = 212.63 \text{ kg/ml}$
- En parapetos de aulas ($h=1.55 \text{ m}$) – $1350*1.55*0.15=313.88 \text{ kg/ml}$.
- En parapetos de aulas ($h=1.35 \text{ m}$) – $1350*1.35*0.15=273.38 \text{ kg/ml}$.

3.1.3 Modelo estructural

Para el análisis de nuestra estructura, usaremos el software ETABS, programa reconocido y destacado de la empresa CSI (Computers & Structures, Inc.) para realizar estos tipos de análisis estructurales.

Para realizar el modelamiento geométrico, primero se procedió a ingresar los datos de medidas de las grillas sobre las que se dibujarán la distribución y dimensiones de la arquitectura de la edificación, estos datos son ingresados al software en el área de trabajo mediante las herramientas de plantilla de grillas, mostrados en las figuras 3 y 4.

Rectangular Grids

☒ Display Grid Data as Ordinates ☐ Display Grid Data as Spacing

Quick Start New Rectangular Grids...

X Grid Data

Grid ID	X Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
1	0	Yes	End
2	3.875	Yes	End
3	7.75	Yes	End
4	11.625	Yes	End
5	15.5	Yes	End
6	19.375	Yes	End
7	23.25	Yes	End

Add Delete Sort

Y Grid Data

Grid ID	Y Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
C	0	Yes	Start
B	3.825	Yes	Start
A	7.65	Yes	Start
	9.775	Yes	Start

Add Delete Sort

Fig. 3. Cuadro de distribución de grillas de trabajo en planta – Etabs

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
►	Story3	3	9.1	Yes	None	No	0	
	Story2	3	6.1	No	Story3	No	0	
	Story1	3.1	3.1	No	Story3	No	0	
	Base		0					

Fig. 4. Cuadro de distribución de grillas de trabajo en altura – Etabs

Luego se procede a crear las propiedades de materiales de la siguiente manera:

En el menú Define, se selecciona la opción Define Materials, mostrando el cuadro de diálogo de la figura 5 con la relación de materiales:

ET Define Materials

Materials

A992Fy50
A615Gr60
A416Gr270
CONC 210
Acero 4200
Albañilería f'm=65 kg/cm2

Click to:

Add New Material...
Add Copy of Material...
Modify/Show Material...
Delete Material

OK
Cancel

Fig. 5. Cuadro de definición de materiales – Etabs

En las figuras 6, 7 y 8, se muestran las definiciones de los materiales de Concreto 210, Acero 4200 y albañilería f'm=65 kg/cm2.

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: tonf/m³

Mass per Unit Volume: tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: tonf/m²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: tonf/m²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Fig. 6. Datos de propiedades del material Concreto 210 – Etabs

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: tonf/m³

Mass per Unit Volume: tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: tonf/m²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Fig. 7. Datos de propiedades del material Acero 4200 – Etabs

Material Property Data

General Data

Material Name: Albañilería f'm=65 kg/cm²

Material Type: Masonry

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 1.974 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.201292 tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 325000 tonf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.25

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000081 1/C

Shear Modulus, G: 130000 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Fig. 8. Datos de propiedades del material Albañilería $f'_m=65 \text{ kg/cm}^2$ – Etabs

Luego de crear los materiales, se procede con la creación de las secciones de las componentes estructurales, tanto columnas, vigas, losas y muros, los datos de estos se ingresan y definen mediante la herramienta Section Properties del menú Define, seleccionando las opciones de Frame Sections para las vigas y columnas, Slab Sections para las losas y Wall Sections para los muros, tomando los datos del predimensionamiento previamente calculado, asegurándonos de trabajar con el sistema de unidades correspondiente.

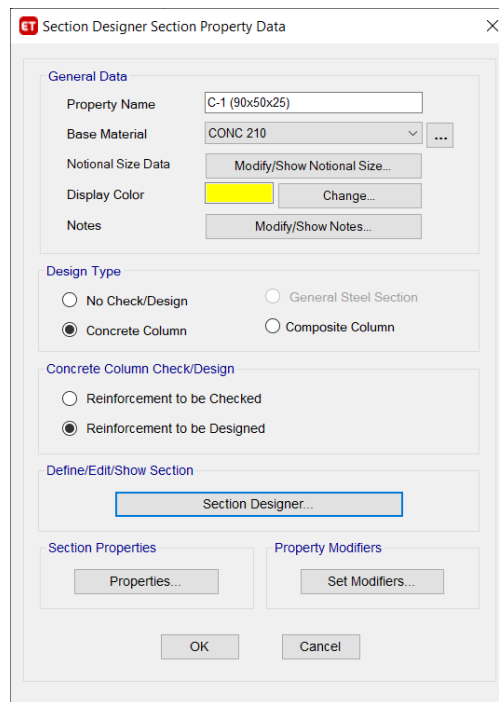


Fig. 9. Datos de propiedades de la sección de columna C-1 (90x50x25) – Etabs

La columna C-1 (90x50x25), se ha creado a partir de la herramienta *Section Designer Section* de la sección especial, con el material previamente definido CONC 210 observado en la figura 9; el dimensionamiento de la sección y la distribución de acero tentativo, se ha realizado en el apartado de *Section Designer*, mostrado en la figura 10.

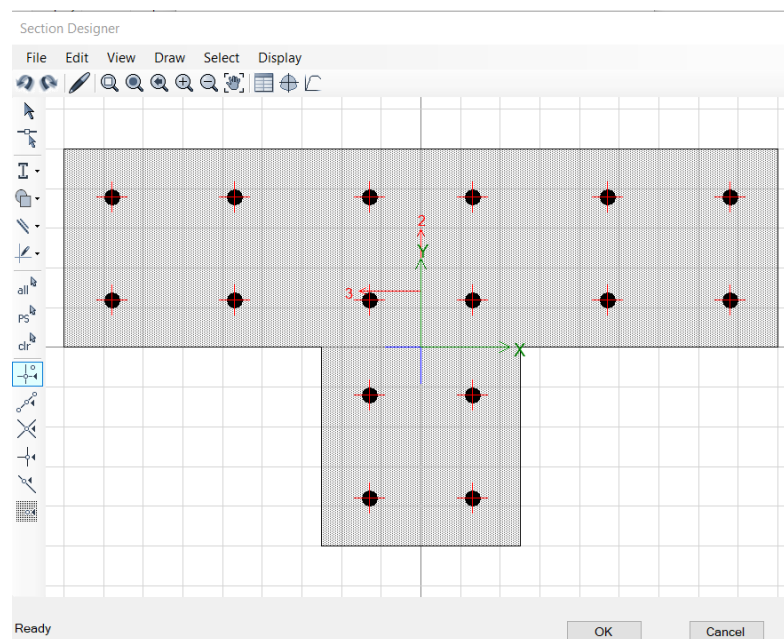


Fig. 10. Definición de medidas y distribución de reforzamiento tentativo de la sección de columna C-1 (90x50x25) – Etabs

Para definir la sección de la viga, se muestra el siguiente cuadro de diálogo con las propiedades en la figura 11.

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box. The 'General Data' section includes fields for 'Property Name' (VP-01 (25x65)), 'Material' (CONC 210), 'Notional Size Data' (Modify/Show Notional Size...), 'Display Color' (red), and 'Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Shape' section shows 'Section Shape' as 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section shows 'Depth' as 0.65 m and 'Width' as 0.25 m. The 'Property Modifiers' section has a 'Modify/Show Modifiers...' button and 'Currently Default'. The 'Reinforcement' section has a 'Modify/Show Rebar...' button. At the bottom, there are 'OK' and 'Cancel' buttons, and a 'Show Section Properties...' button. A checkbox at the bottom left is labeled 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column'.

Fig. 11. Datos de propiedades de la sección de la viga VP-01 (25x65) – Etabs

La viga se modeló utilizando las propiedades del material previamente definido de CONC 210, tiene unas dimensiones de 65 cm de peralte y 25 cm de ancho. Accediendo en la opción Reinforcement / Modify/Show Rebar, se marca la opción M3 Design Only (Beam) correspondiente a una sección de una viga. Igualmente se selecciona el material a utilizar para las barras longitudinales y para las barras de confinamiento, es decir el material definido como Acero 4200, todo esto se muestra en la figura 12.

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Acero 4200

Confinement Bars (Ties): Acero 4200

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 0.04 m

Bottom Bars: 0.04 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 0 m²

Top Bars at J-End: 0 m²

Bottom Bars at I-End: 0 m²

Bottom Bars at J-End: 0 m²

OK Cancel

Fig. 12. Datos de refuerzo de la sección de la viga VP-01 (25x65) – Etabs

Para definir la losa aligerada de altura igual a 20 cm se utilizó el material CONC 210 y se modeló como tipo Membrana para distribuir el peso de la losa hacia las vigas y muros. Para el modelado de la losa aligerada se ha usado la propiedad del tipo *Ribbed*, la cual simula una losa nervada, las dimensiones se pueden apreciar en la figura 13. Para el peso de la losa, ésta se aplicará en la asignación de cargas como una carga muerta, por lo que se modificó las propiedades de la losa, multiplicando la masa y el peso por un factor igual a 0, mostrado en la figura 14.

ET Slab Property Data [X]

General Data

Property Name:

Slab Material: ...

Notional Size Data:

Modeling Type:

Modifiers (Currently User Specified):

Display Color:

Property Notes:

☒ Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

Type:

Overall Depth: m

Slab Thickness: m

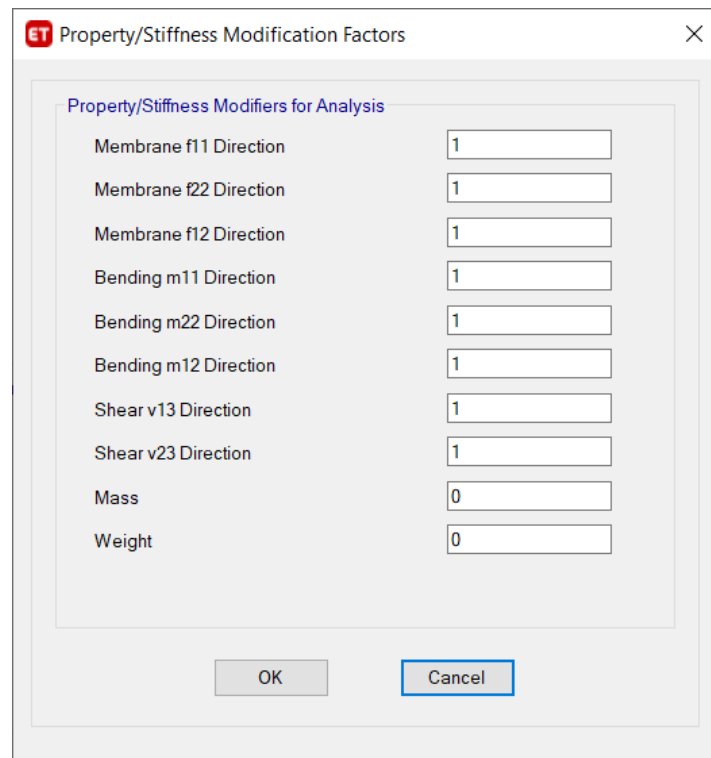
Stem Width at Top: m

Stem Width at Bottom: m

Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): m

Rib Direction is Parallel to:

Fig. 13. Datos de propiedades de la Losa Aligerada 20cm – Etabs



ET Property/Stiffness Modification Factors

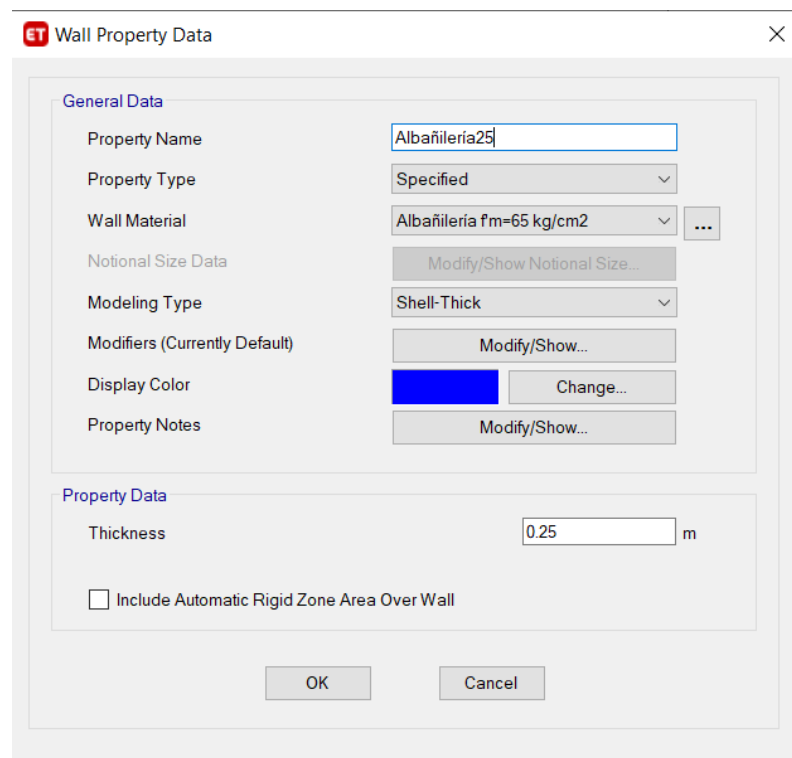
Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Direction	1
Membrane f22 Direction	1
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	1
Bending m22 Direction	1
Bending m12 Direction	1
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	0
Weight	0

OK Cancel

Fig. 14. Modificaciones a las propiedades de la losa aligerada 20cm – Etabs

Para definir la sección del muro de albañilería confinada de espesor 25cm, se utilizó el material Albañilería $f_m=65\text{kg/cm}^2$, mostrando los datos en la figura 15.



ET Wall Property Data

General Data

Property Name	Albañileria25
Property Type	Specified
Wall Material	Albañileria $f_m=65\text{ kg/cm}^2$
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thick
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data

Thickness	0.25 m
☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall	

OK Cancel

Fig. 15. Datos de propiedades del muro Albañilería 25cm – Etabs

Una vez ya definidos todos los materiales y secciones de los elementos estructurales de la edificación dentro del software de Etabs, se procede con el dibujo sobre las grillas que ya se habían definido en el área de trabajo, obteniendo un modelo tridimensional representativo de la estructura, mostrado en diferentes vistas en las figuras 16, 17 y 18.

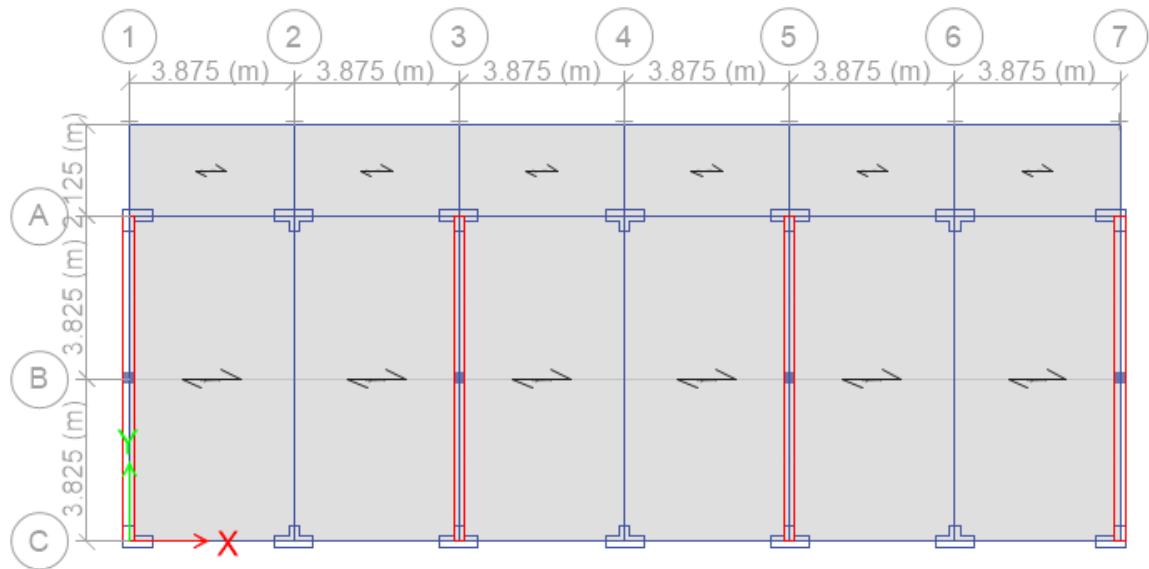


Fig. 16. Vista en planta del modelo estructural de la edificación

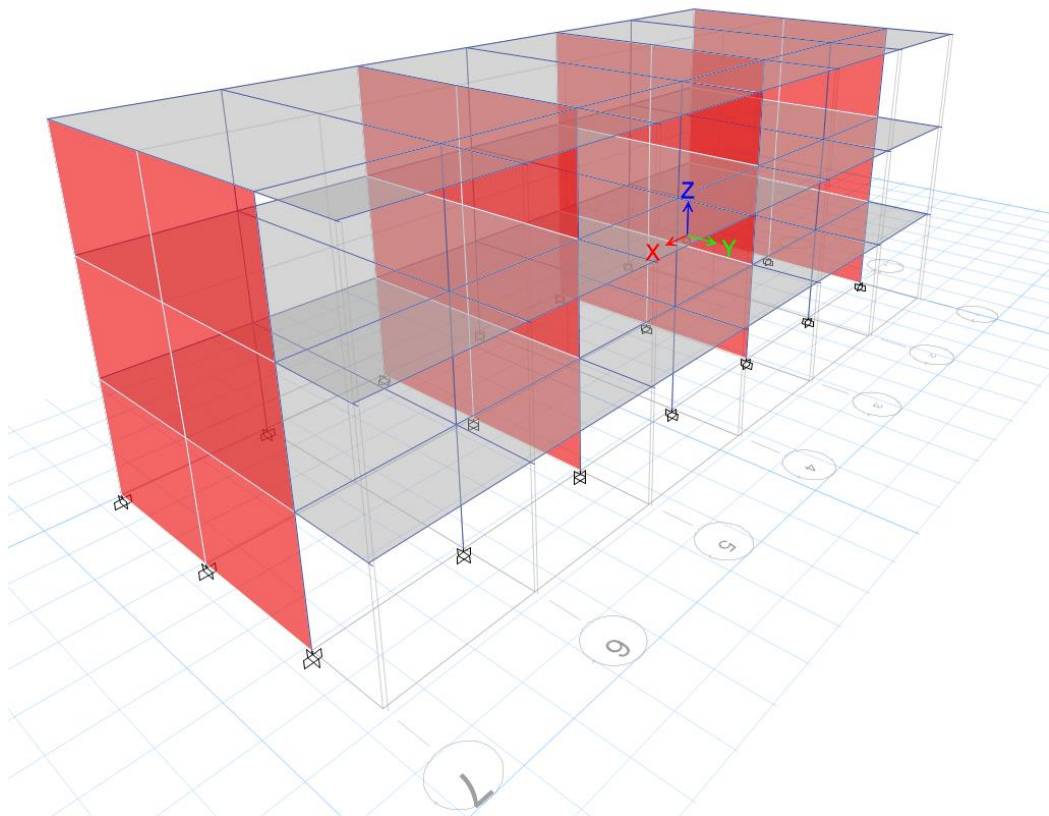


Fig. 17. Modelado estructural de la edificación

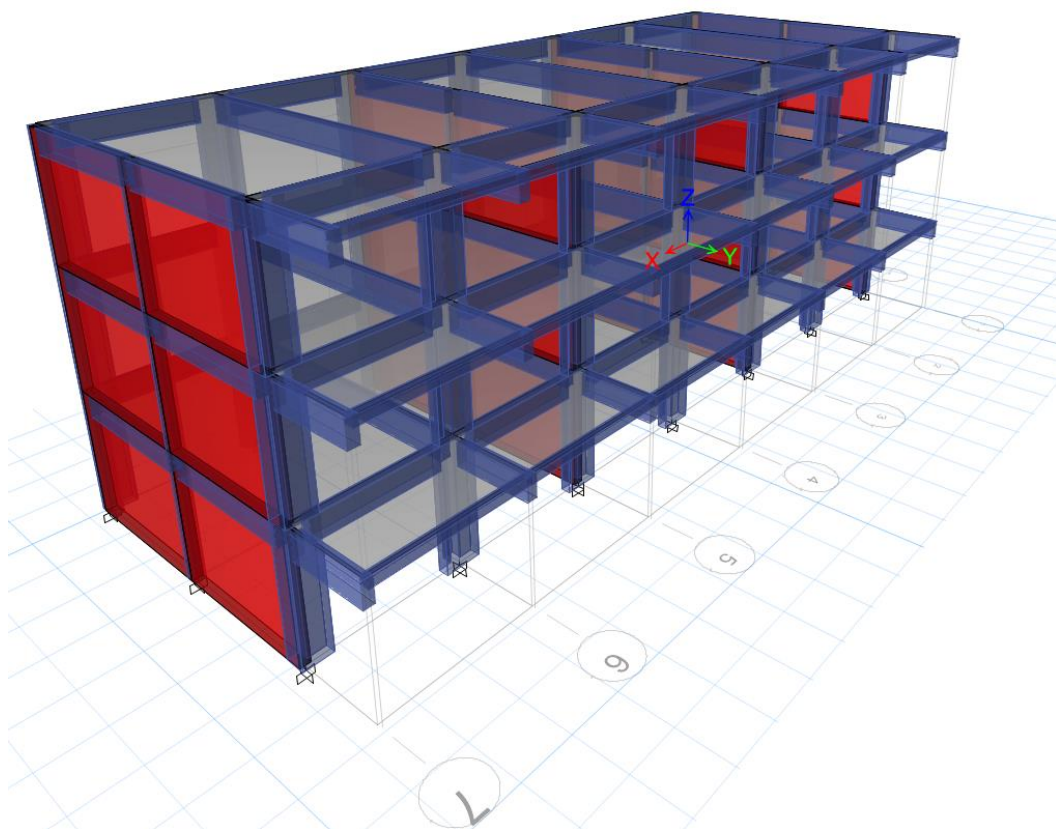


Fig. 18. Modelado estructural de la edificación, vista extruida

Posteriormente, se crean los patrones de carga que se le asignan a la estructura modelada. Los tipos de cargas, son creados dentro de la herramienta Define Load Patterns, teniendo a las cargas vivas, cargas muertas y cargas de sismo (según el método de análisis) en ambas direcciones; en la figura 19 se muestran los diferentes patrones de carga definidos.

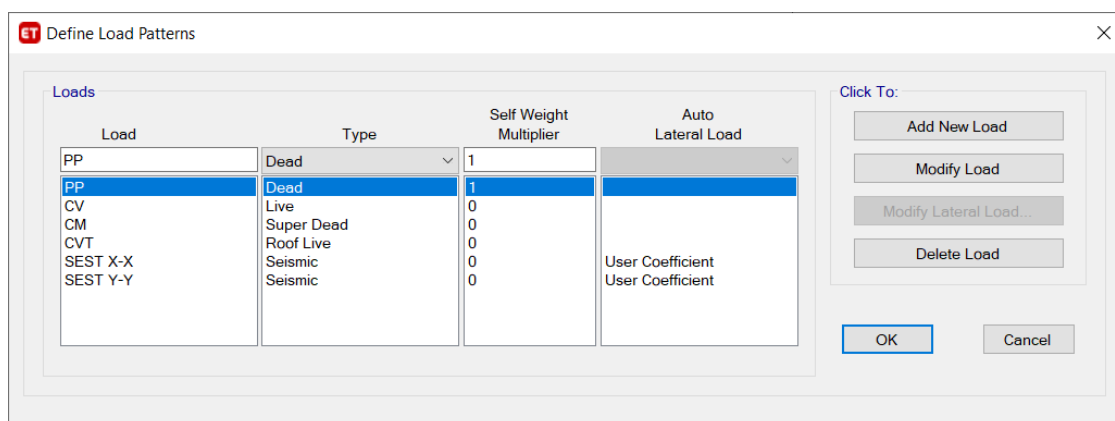


Fig. 19. Definición de patrones de carga

Una vez creados los patrones de carga, se procede a asignar las cargas estáticas a la losa, para realizarlo, seleccionamos las losas a las cuales asignaremos las cargas y

usamos el Menú Define / Shell Loads / Uniform, en donde añadiremos los casos de Carga Muerta y Carga Viva. Por ser la losa un elemento sin masa ni peso, se le asigna el total de la carga muerta (peso propio, piso terminado y tarrajeo de cielo raso), la carga muerta se asignará un valor de 0.43 tonf/m², y para la carga viva le corresponderá un valor igual a 0.25 kg/m² correspondiente a la carga viva indicada en la Norma E.020 del RNE para aulas de Centros de Educación. En la figura 20, se muestran las cargas asignadas para una losa aligerada del primer piso.

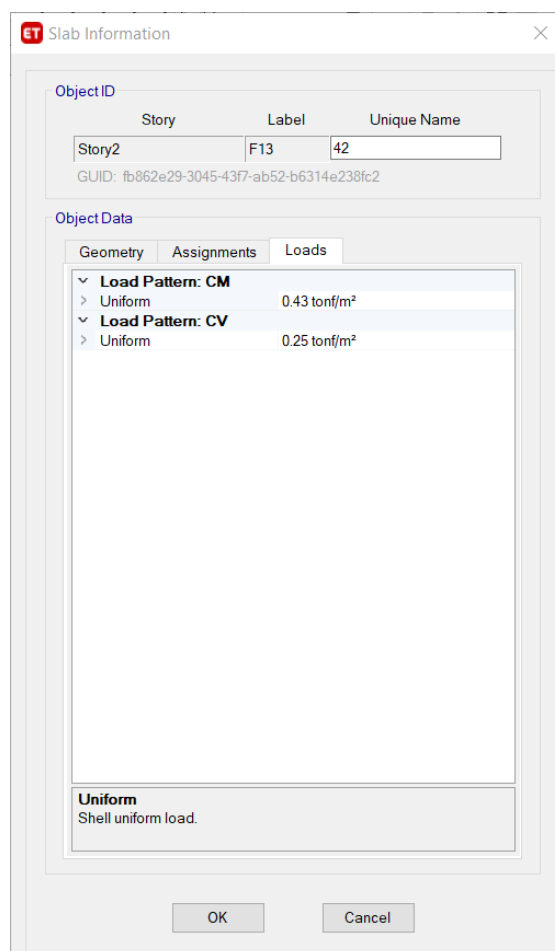


Fig. 20. Asignación de cargas en losa aligerada

En la figura 21, se ejemplifica la asignación de las cargas muertas a la losa, además de la asignación de un diagrama rígido.

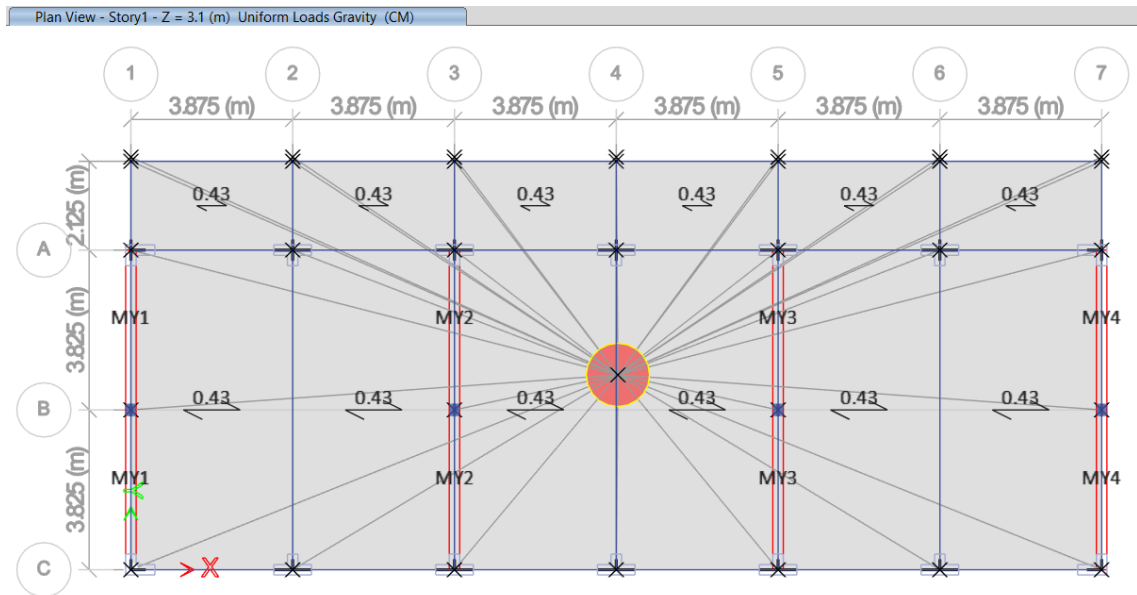


Fig. 21. Asignación de cargas muertas a la losa del primer piso

En la figura 22, se ejemplifica la asignación de cargas vivas y cargas vivas de techo a la losa, además de la asignación de un diagrama rígido.

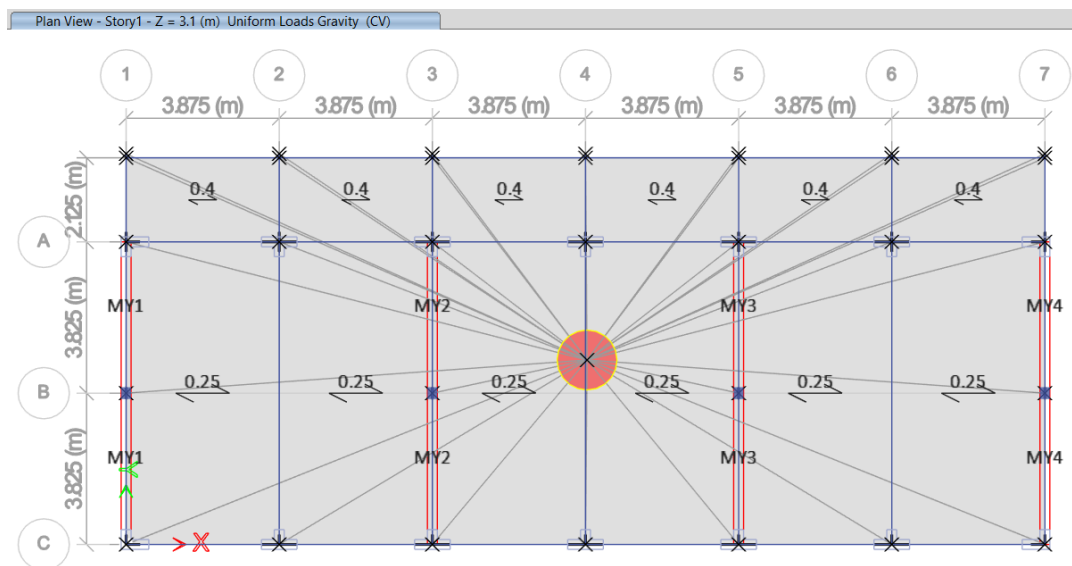
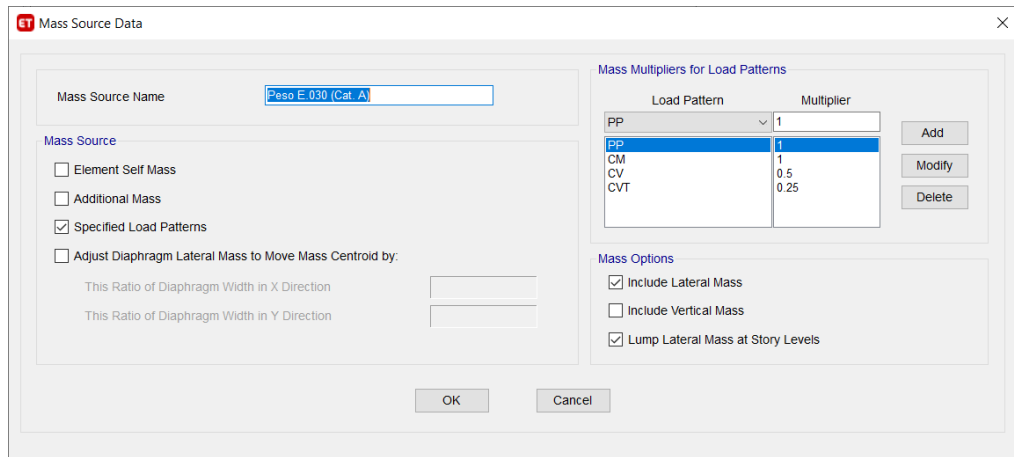


Fig. 22. Asignación de cargas vivas a la losa del primer piso

Luego de asignar las cargas, se procede a definir la masa para el análisis sísmico, para eso nos dirigimos al menú *Define / Mass Source*, mostrando el cuadro de la figura 23.



Mass Source Data

Mass Source Name:

Mass Source

☐ Element Self Mass

☐ Additional Mass

☒ Specified Load Patterns

☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
PP	1
CM	1
CV	0.5
CVT	0.25

Mass Options

☒ Include Lateral Mass

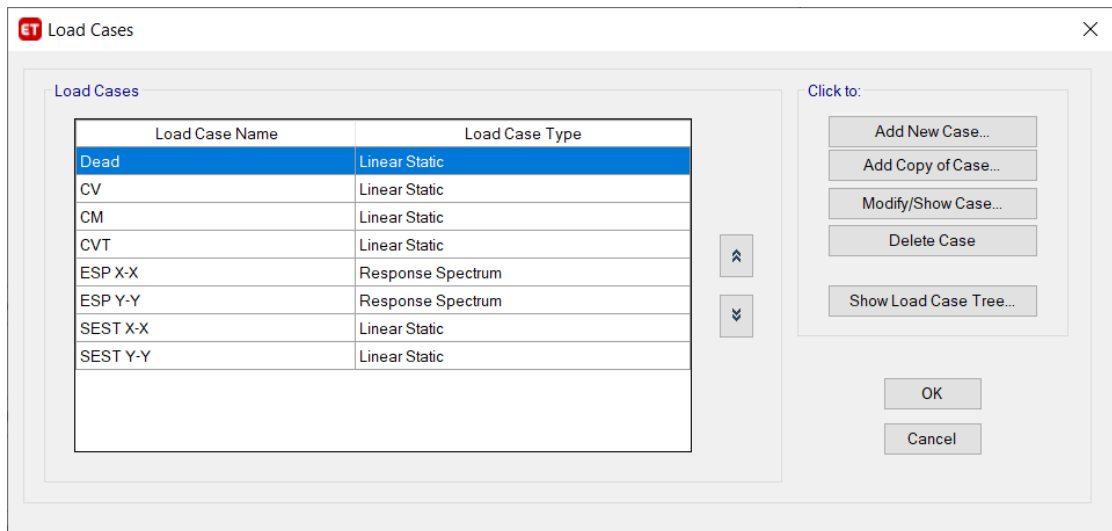
☐ Include Vertical Mass

☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Fig. 23. Datos para la definición de la masa sísmica

El cálculo de la masa sísmica está normado en el RNE, donde se determina adicionando un porcentaje de la carga viva a la carga muerta de acuerdo al tipo de edificación, en este caso, por ser una edificación de categoría A, se toma el 50% de la carga viva en todos los pisos, y 25% para el techo. Seguidamente, se crean los casos de carga, que estos dependen del tipo de análisis que se va a realizar, habiéndose integrado en diferentes archivos; se muestran en las figuras 24, 25 y 26.



Load Cases

Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
Dead	Linear Static
CV	Linear Static
CM	Linear Static
CVT	Linear Static
ESP X-X	Response Spectrum
ESP Y-Y	Response Spectrum
SEST X-X	Linear Static
SEST Y-Y	Linear Static

Click to:

Add New Case...

Add Copy of Case...

Modify/Show Case...

Delete Case

Show Load Case Tree...

OK

Cancel

Fig. 24. Definición de casos de carga para análisis estático y análisis dinámico espectral-modal

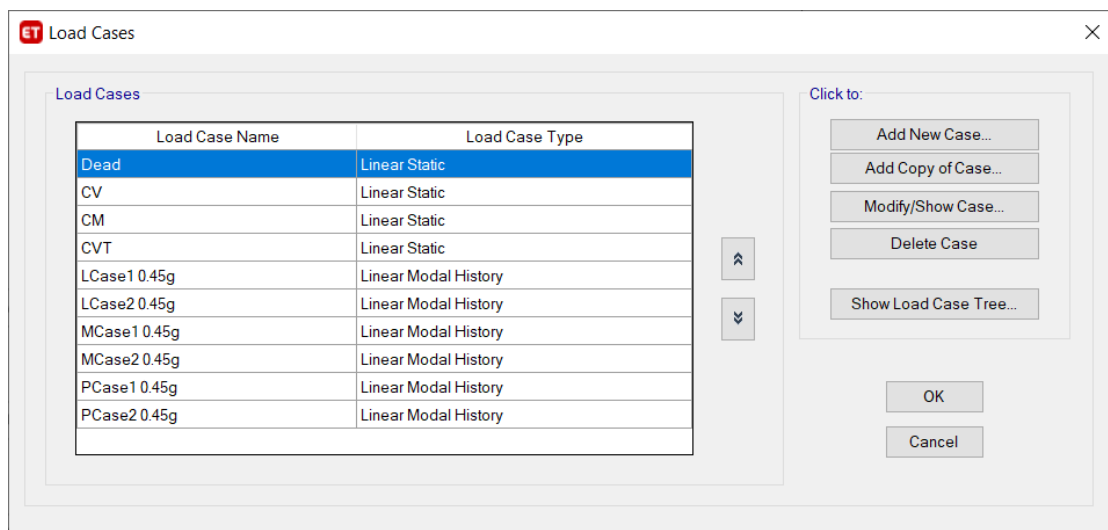


Fig. 25. Definición de casos de carga para análisis tiempo-historia con máxima aceleración escalada a 0.45g para cada acelerograma

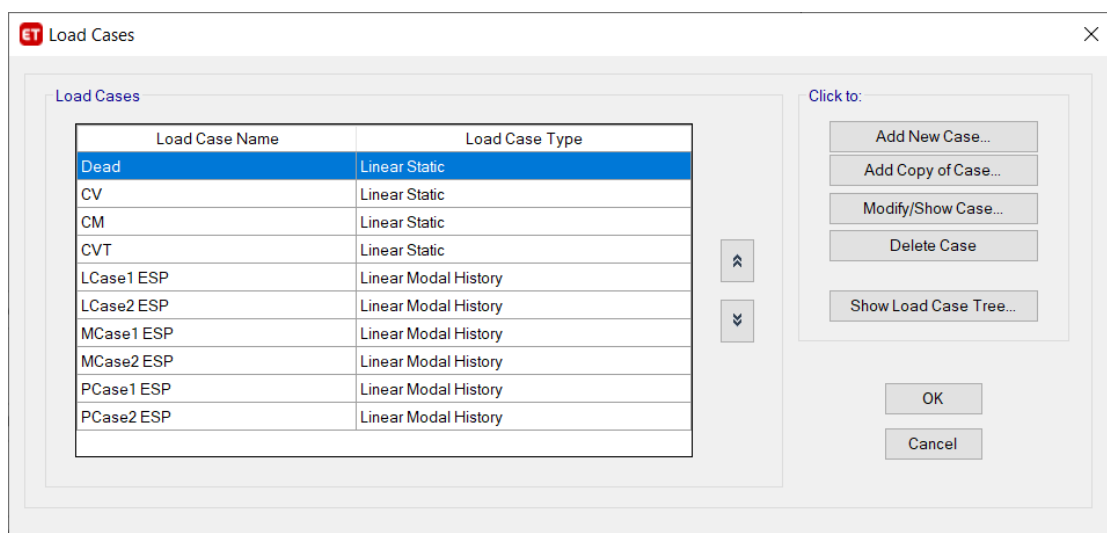


Fig. 26. Definición de casos de carga para análisis tiempo-historia con aceleraciones compatibles con el espectro de pseudoaceleraciones, con el valor de $R=1$

Para cada análisis sísmico, se crean los casos de carga, tanto para el análisis modal espectral como para el análisis tiempo-historia, mediante la herramienta Load Case; los datos se muestran en la figura 27 para el caso de análisis estático, en la figura 28 para el análisis dinámico espectral-modal, en la figura 29 para el análisis dinámico tiempo-historia con máxima aceleración escalada a 0.45g y, en la figura 30 para el análisis tiempo-historia con aceleraciones compatibles con el espectro de pseudoaceleraciones con el valor de $R=1$.

Para el análisis dinámico espectral-modal, se utiliza los datos del espectro de respuesta y, para los análisis dinámico tiempo historia, se usan los datos de

acelerogramas escalados y espectros de respuestas escalados para cada acelerograma; todo ello, calculado más adelante.

ET Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

P-Delta/Nonlinear Stiffness

☒ Use Preset P-Delta Settings Modify/Show...

☐ Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SEST X-X	1

Add Delete

OK Cancel

Fig. 27. Datos del caso de carga para el análisis estático en X

ET Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Sa X-X R=8	1

Add Delete

☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

OK Cancel

Fig. 28. Datos del caso de carga para el análisis dinámico espectral-modal en X

ET Load Case Data

General

Load Case Name: LCase1 0.45g

Load Case Type/Subtype: Time History / Linear Modal

Mass Source: Previous (Peso E.030 (Cat. A))

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	EO LIMA74 - 0.45g	0.01
Acceleration	U2	NS LIMA74 - 0.45g	0.01

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Time History Motion Type: Transient

Number of Output Time Steps: 4899

Output Time Step Size: 0.02 sec

Modal Damping: Constant at 0.05

OK Cancel

Fig. 29. Datos del caso de carga para el análisis dinámico tiempo-historia con máxima aceleración escalada a 0.45g, para el sismo de Lima de 1974

ET Load Case Data

General

Load Case Name: LCase1 ESP

Load Case Type/Subtype: Time History / Linear Modal

Mass Source: Previous (Peso E.030 (Cat. A))

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	EO LIMA74 g ESC ...	9.81
Acceleration	U2	NS LIMA74 g ESC ...	9.81

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Time History Motion Type: Transient

Number of Output Time Steps: 4899

Output Time Step Size: 0.02 sec

Modal Damping: Constant at 0.05

OK Cancel

Fig. 30. Datos del caso de carga para el análisis tiempo-historia con aceleraciones compatibles con el espectro de pseudoaceleraciones con el valor de $R=1$, para el sismo de Lima de 1974

Los diferentes datos y valores para cada caso sísmico serán abordados y detallados más adelante, en sus respectivos apartados (3.1.4 Análisis dinámico con espectro de respuesta y, 3.1.5 Análisis dinámico Tiempo – Historia).

También se definen los casos modales mediante el Modal Cases, teniendo un total de 9 modos en la estructura según lo correspondiente en la norma, se muestra en la figura 31.

Fig. 31. Datos de los casos modales

Luego se procede con la creación de las combinaciones de carga para el posterior diseño de concreto armado, teniendo como base el capítulo 9 de la norma E.060 Concreto armado, considerando las cargas muertas, cargas vivas y cargas de sismo en ambas direcciones para los diferentes métodos de análisis sísmico; además se debe crear una envolvente para todas las combinaciones de cargas definidas en el modelo, todo esto con la herramienta *Load Combinations*; se muestra en la figura 32.

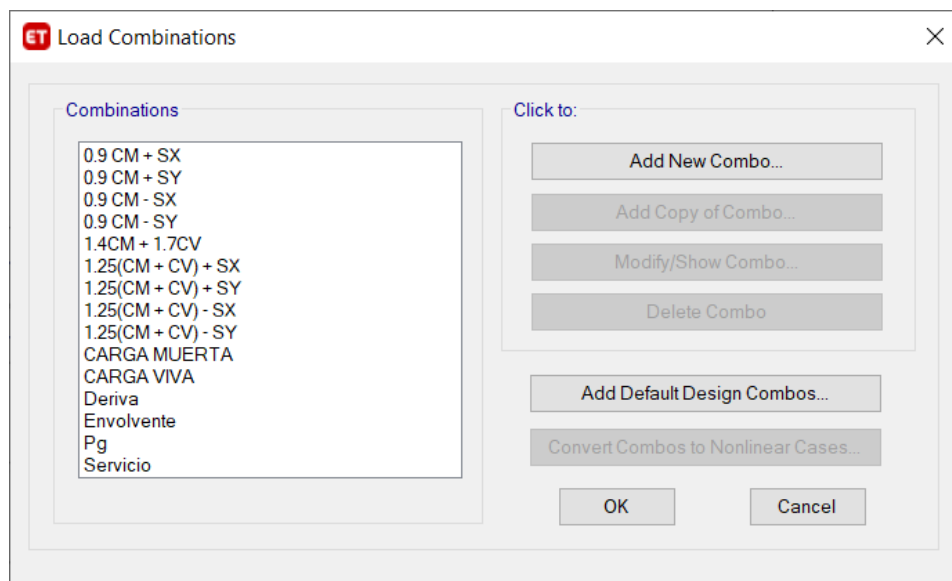


Fig. 32. Datos de las combinaciones de carga

Con esto se concluyen los pasos para el modelado de la estructura con el programa Etabs. Luego de ello, se corre el software, obteniendo resultados de fuerzas y momentos, que serán analizadas en sus respectivos tipos de análisis.

3.1.4 Análisis dinámico con espectro de respuesta

a) Parámetros sísmicos de la norma E.030

Zonificación. El peligro sísmico queda definido a partir del factor de zonificación Z , interpretado como la aceleración máxima horizontal del suelo rígido con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años; siendo el valor del factor Z , expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad. Nuestro país está dividido en cuatro zonas, según la norma técnica peruana E.030 en su artículo 10 [5], siendo sus valores mostrados en la Tabla VI:

Tabla VI	
Factores de Zona “Z”	
FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

La estructura objeto de la investigación, se encuentra en el distrito de Los Aquijes en la provincia de Ica, por lo tanto, el valor de Z es 0.45.

$$Z = 0.45$$

Perfiles de suelo. La norma establece cinco tipos de perfiles de suelos, considerando para el análisis sísmico de esta estructura dentro de los Suelos Blandos S3.

Parámetros de sitio. Los valores son: el factor de suelo “S” que depende del factor de zona, y los períodos T_P y T_L que dependen del perfil de suelo establecido; estos valores son proporcionados en las tablas 3 y 4 en el Artículo 13 de la norma. Obteniendo así los valores:

$$S = 1.10$$

$$T_P = 1.0s$$

$$T_L = 1.6s$$

Factor de amplificación sísmica. Este factor C, explicado en el artículo 10 en [5], representa la amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo y varía de acuerdo con el período fundamental de vibración T de la edificación, de acuerdo a los siguientes parámetros mostrados en la Tabla VII:

Tabla VII Factor de Amplificación Sísmica “C” FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA “C”	
$T < T_P$	$C = 2.5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right)$
$T > T_L$	$C = 2.5 \left(\frac{T_P T_L}{T^2} \right)$

Factor de uso. Este factor U, depende descripción a la que será destinada una edificación. Este estudio, se centra en una institución educativa, por lo que, según la tabla 5 del Artículo 15 de la norma, quedaría dentro de la categoría A, Edificaciones Esenciales, el valor sería de 1.5.

Sistema estructural. La estructura objeto de la investigación, es diseñada con pórticos de concreto armado y muros de albañilería confinada. A partir de este dato, se obtienen los coeficientes básicos de reducción de las fuerzas sísmicas R_0 :

Para pórticos de concreto armado : $R_0=8$

Para albañilería confinada : $R_0=3$ (sismo severo), $R_0=6$ (sismo moderado)

Regularidad estructural. De acuerdo al Artículo 19 de la norma, las estructuras se dividen en regulares e irregulares, obteniendo los valores de los factores de irregularidad en altura I_a e irregularidad en planta I_p , de las tablas 8

y 9, respectivamente, del Artículo 20 de la norma. Según la distribución de la estructura, tanto en planta como en altura, se obtiene una estructura regular en ambos casos, teniendo que corroborarse luego del análisis. Se obtienen los valores:

$$I_a = 1, I_p = 1$$

Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas. El valor de este coeficiente, se determina como el producto del coeficiente R_0 , y de los factores I_a , I_p , teniendo así:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Dirección X: $R = 8 \cdot 1 \cdot 1 = 8$

Dirección Y: $R = 3 \cdot 1 \cdot 1 = 3$

b) Consideraciones de diseño

Para el análisis dinámico con espectro de respuesta, se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, definido por la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Donde los valores de Z , U , C , S y R ya fueron definidos, y el valor de g es la aceleración de la gravedad. Se muestran en la Tabla VIII a modo de resumen:

Tabla VIII

Factores sísmicos E.030

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.45	R₀	8	3
U	1.50	I_a	1	1
S	1.10	I_p	1	1
T_p	1.00	R	8	3
T_L	1.60	g	9.81 m/s²	

Nota. Se muestran los datos de los factores sísmico obtenidos anteriormente, adicionando el valor de la gravedad como 9.81 m/s².

Los criterios de combinación, buscan obtener la respuesta máxima elástica esperada. El criterio de combinación modal usado es el CQC o combinación cuadrática completa.

Los modos de vibración y frecuencia son parámetros intrínsecos de una estructura, no dependiendo directamente de las acciones a las que está sujeta, pero sí de la masa que define esas acciones y de los elementos que la constituyen. Una estructura tendrá tantos modos de vibración y respectivas frecuencias como tantos grados de libertad posea. De acuerdo con esto, y teniendo en cuenta que se consideran diafragmas rígidos a las losas de la

estructura, debido a su rigidez y forma, los cuales poseen tres grados de libertad por nivel, se tiene un total de 9 modos de vibración en la estructura.

El peso de la edificación considerado para el análisis será la suma entre el valor del peso propio más un porcentaje de la carga viva, cuyo valor en esta estructura es del 50%, teniendo así: $\text{Peso Sismico} = 100\%CM + 50\%CV$.

Considerando también que, para las azoteas y techos, solo se toma el 25% de la carga viva: $\text{Peso Sismico} = 100\%CM + 25\%CV$.

La norma también nos pide una fuerza cortante mínima para cada una de las direcciones consideradas en el análisis. Siendo que los resultados obtenidos del análisis con espectro de respuesta, deben generar un cortante basal mínimo igual al 80% del cortante generado por el análisis estático de cargas equivalentes.

El análisis toma en cuenta la excentricidad accidental para efectos de torsión, considerando 0.05 veces la dimensión en planta de la estructura.

Los desplazamientos laterales relativos admisibles de entrepisos se indican en la tabla 11 de la norma. Para concreto armado, no deben superar 0.007, y para albañilería, 0.005.

c) Cálculo del espectro según la norma E.030

Con los parámetros sísmicos ya definidos en la Tabla XI, creamos dos filas en hojas de cálculo del software Excel, que representen el período T , en segundos, y la aceleración en m/s^2 calculado mediante fórmulas de Excel, por cada dirección. Se usa la fórmula mencionada anteriormente para el cálculo de las aceleraciones:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

El factor de amplificación sísmica C , es un valor variable cuyo cálculo se obtiene mediante las fórmulas descritas en la Tabla X, dependiendo de los valores de los períodos T_p , T_L y el período T en el tiempo; para esta investigación, el valor de T se tomó desde 0 hasta 10 s con una frecuencia de 0.1 s.

En las Figura 33 y 34, se muestran las gráficas de la aceleración espectral en cada dirección contra el período realizadas en hojas de cálculo de Excel; los valores correspondientes de los espectros se muestran en la Tabla IX.

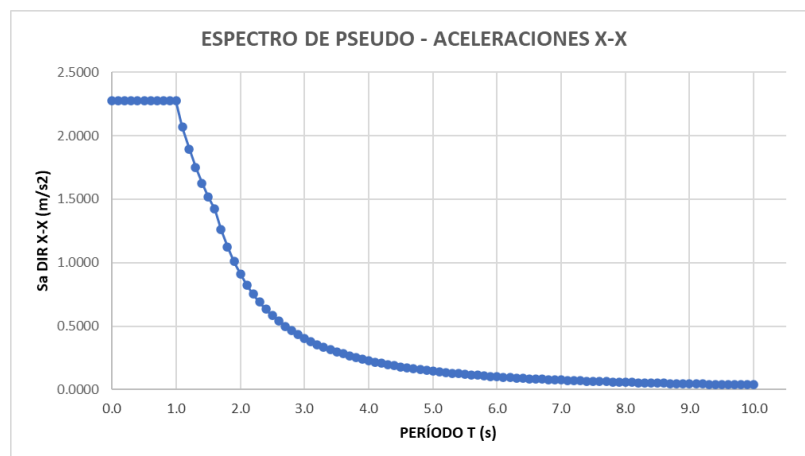


Fig. 33. Espectro de pseudo-aceleraciones X-X

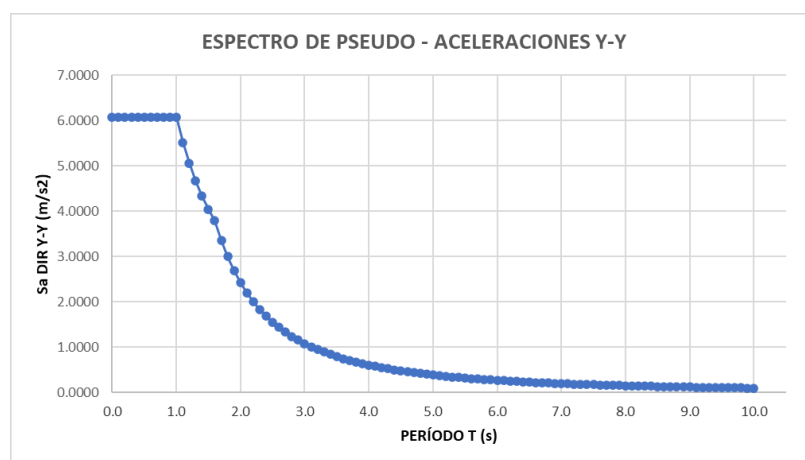


Fig. 34. Espectro de pseudo-aceleraciones Y-Y

Tabla IX
Valores del Espectro de Pseudo-aceleraciones E.030

T (s)	Sa Dir X-X (m/s2)	Sa Dir Y-Y (m/s2)	T (s)	Sa Dir X-X (m/s2)	Sa Dir Y-Y (m/s2)
0.0	2.27623	6.06994	1.3	1.75094	4.66918
0.1	2.27623	6.06994	1.4	1.62588	4.33567
0.2	2.27623	6.06994	1.5	1.51748	4.04663
0.3	2.27623	6.06994	1.6	1.42264	3.79371
0.4	2.27623	6.06994	1.7	1.26019	3.36052
0.5	2.27623	6.06994	1.8	1.12406	2.99750
0.6	2.27623	6.06994	1.9	1.00885	2.69028
0.7	2.27623	6.06994	2.0	0.91049	2.42798
0.8	2.27623	6.06994	2.1	0.82584	2.20224
0.9	2.27623	6.06994	2.2	0.75247	2.00659
1.0	2.27623	6.06994	2.3	0.68846	1.83590
1.1	2.06930	5.51813	2.4	0.63229	1.68609
1.2	1.89686	5.05828	2.5	0.58271	1.55390

T (s)	Sa Dir X-X (m/s ²)	Sa Dir Y-Y (m/s ²)	T (s)	Sa Dir X-X (m/s ²)	Sa Dir Y-Y (m/s ²)
2.6	0.53875	1.43667	6.4	0.08892	0.23711
2.7	0.49958	1.33222	6.5	0.08620	0.22987
2.8	0.46454	1.23876	6.6	0.08361	0.22295
2.9	0.43305	1.15480	6.7	0.08113	0.21635
3.0	0.40466	1.07910	6.8	0.07876	0.21003
3.1	0.37898	1.01060	6.9	0.07650	0.20399
3.2	0.35566	0.94843	7.0	0.07433	0.19820
3.3	0.33443	0.89182	7.1	0.07225	0.19266
3.4	0.31505	0.84013	7.2	0.07025	0.18734
3.5	0.29730	0.79281	7.3	0.06834	0.18225
3.6	0.28102	0.74938	7.4	0.06651	0.17735
3.7	0.26603	0.70942	7.5	0.06475	0.17266
3.8	0.25221	0.67257	7.6	0.06305	0.16814
3.9	0.23945	0.63852	7.7	0.06143	0.16380
4.0	0.22762	0.60699	7.8	0.05986	0.15963
4.1	0.21665	0.57775	7.9	0.05836	0.15561
4.2	0.20646	0.55056	8.0	0.05691	0.15175
4.3	0.19697	0.52525	8.1	0.05551	0.14802
4.4	0.18812	0.50165	8.2	0.05416	0.14444
4.5	0.17985	0.47960	8.3	0.05287	0.14098
4.6	0.17212	0.45897	8.4	0.05162	0.13764
4.7	0.16487	0.43965	8.5	0.05041	0.13442
4.8	0.15807	0.42152	8.6	0.04924	0.13131
4.9	0.15169	0.40449	8.7	0.04812	0.12831
5.0	0.14568	0.38848	8.8	0.04703	0.12541
5.1	0.14002	0.37339	8.9	0.04598	0.12261
5.2	0.13469	0.35917	9.0	0.04496	0.11990
5.3	0.12965	0.34574	9.1	0.04398	0.11728
5.4	0.12490	0.33306	9.2	0.04303	0.11474
5.5	0.12040	0.32105	9.3	0.04211	0.11229
5.6	0.11613	0.30969	9.4	0.04122	0.10991
5.7	0.11209	0.29892	9.5	0.04035	0.10761
5.8	0.10826	0.28870	9.6	0.03952	0.10538
5.9	0.10462	0.27900	9.7	0.03871	0.10322
6.0	0.10117	0.26978	9.8	0.03792	0.10112
6.1	0.09788	0.26100	9.9	0.03716	0.09909
6.2	0.09474	0.25265	10.0	0.03642	0.09712
6.3	0.09176	0.24469			

Los valores de la Tabla 9, tanto para la dirección X-X y la dirección Y-Y, son guardados en un bloc de notas con formato Text Files (*.txt), para luego ser ingresados al software Etabs mediante la opción From File de la herramienta Define Response Spectrum Functions; estos datos deben ser guardados en el mismo archivo en el que se está trabajando el modelamiento mediante la opción Convert to User Defined, obteniendo el cuadro de diálogo mostrado en la figura 35.

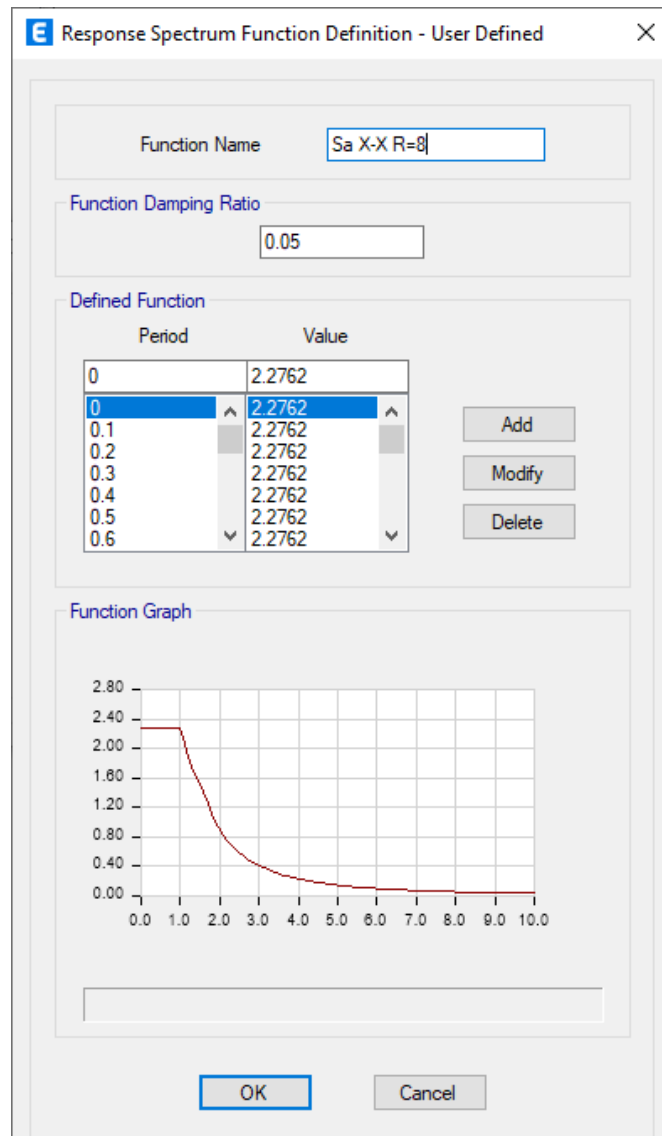


Fig. 35. Espectro de pseudo-aceleraciones X-X importado en el Etabs

d) **Resultados del análisis dinámico con espectro de respuesta**

Períodos y porcentajes de participación de masas modales

Los modos de vibración y frecuencias son parámetros intrínsecos de una estructura, no dependiendo directamente de las acciones a que está sujeta, pero

sí de la masa que se definió de esas acciones y de los elementos que la constituyen. Una estructura tendrá tantos modos de vibración y respectivas frecuencias tantos grados de libertad posea. De acuerdo a esto, y teniendo en cuenta que se consideraron diafragmas rígidos para la estructuración, los cuales poseen tres grados de libertad por nivel, se tiene que la estructura presenta 9 modos de vibración. Adicionalmente, la Norma E.030 Diseño Sismorresistente indica que en cada dirección de análisis se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, y que deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis. Los períodos y porcentajes de participación obtenidos, se muestran en la Tabla X.

Tabla X
Períodos y porcentaje de participación de masas modales

Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	0.285	0.8426	0	0.8426	0	0.0005	0.0005
Modal	2	0.121	0	0.8816	0.8426	0.8816	0.0003	0.0008
Modal	3	0.114	0.0002	0.0003	0.8427	0.8818	0.8792	0.88
Modal	4	0.084	0.1247	0	0.9674	0.8818	0	0.88
Modal	5	0.044	0.0322	5.14E-07	0.9996	0.8818	0.0004	0.8804
Modal	6	0.042	6.35E-07	0.1049	0.9996	0.9867	4.14E-05	0.8804
Modal	7	0.039	0.0003	4.44E-05	0.9999	0.9868	0.1051	0.9855
Modal	8	0.027	0	0.0132	0.9999	1	7.91E-06	0.9855
Modal	9	0.025	0.0001	8.71E-06	1	1	0.0145	1

De la tabla, obtenemos los valores de los períodos T de la estructura, para cada sentido, siendo de 0.285 s y 0.121 s, para la dirección X y Y respectivamente. En las figuras 36, 37 y 38, se muestran los tres primeros modos de vibración de la estructura, siendo traslacionales en las direcciones X y Y, para los dos primeros, y rotacional para el tercer modo.

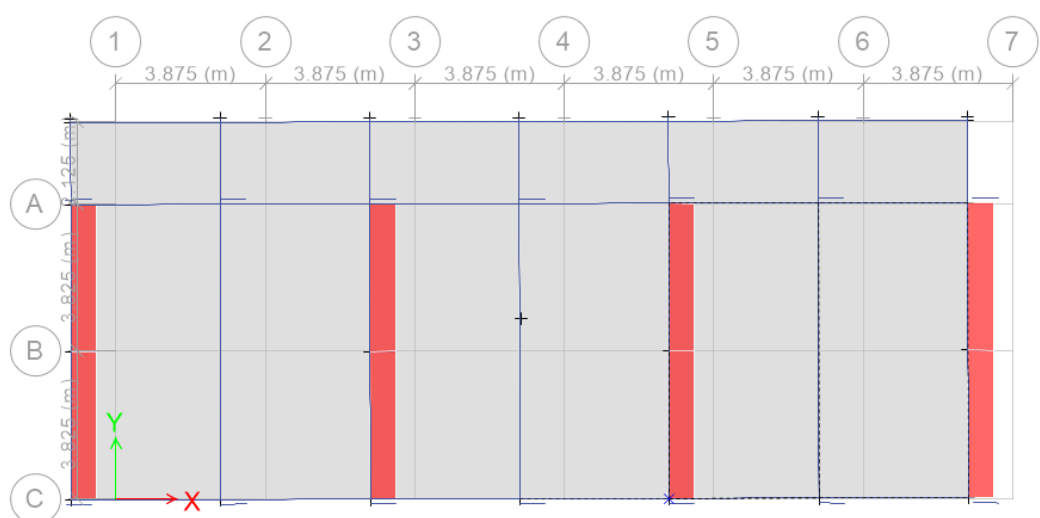


Fig. 36. Primer modo de vibración, período $T=0.285$ s.

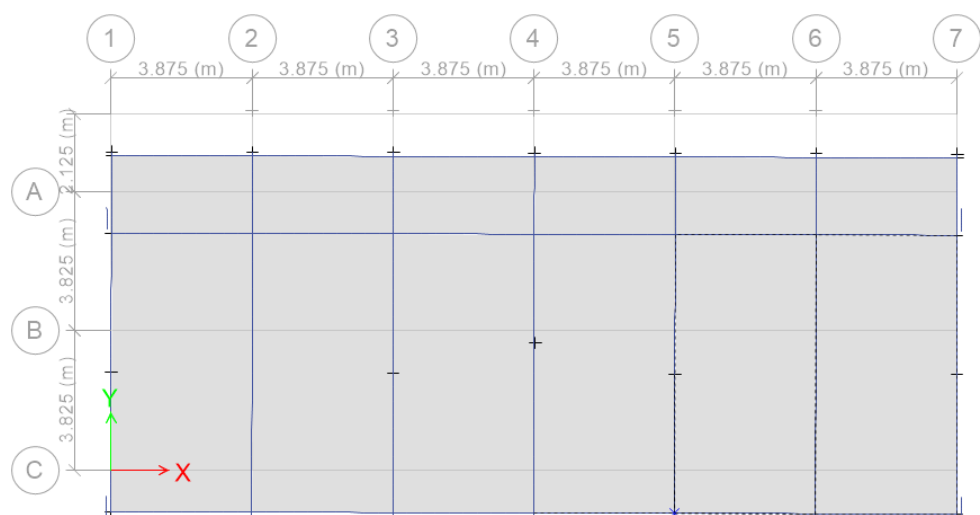


Fig. 37. Segundo modo de vibración, período $T=0.121$ s.

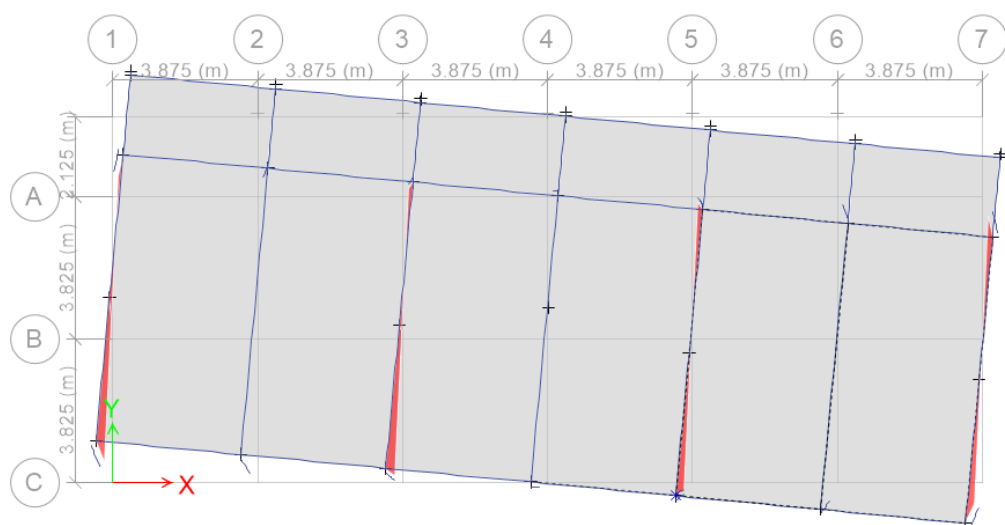


Fig. 38. Tercer modo de vibración, período $T=0.114$ s.

Fuerza cortante mínima y cortante de diseño

Calculamos el valor del cortante estático en la base, y comparamos el valor del 80% versus el valor del cortante dinámico obtenido.

Así tenemos, la fórmula para calcular el cortante estático, según lo dispone la norma:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

El valor de P, es el peso sísmico de la totalidad de la estructura, teniendo para el primer piso un peso de 259.874 T, para el segundo piso 258.624 y para el tercer piso 185.471, haciendo un total de 703.968 T, obtenido del ETABS.

Los valores de Z, U, S y R, ya han sido obtenidas antes para cada sentido de la estructura, para lo cual se procede al cálculo del factor C. Éste se obtiene dependiendo de que tan alto es valor del período de la estructura T, comparado con los períodos T_p y T_L ; en nuestro caso, ambos valores de T, son menores a los otros períodos, por lo que el valor del factor C es de 2.5. La norma también exige, que el valor de la división de C entre R, no sea menor de 0.11, teniendo para ambos sentidos:

$$\frac{C}{R_X} = \frac{2.5}{8} = 0.3125 \wedge \frac{C}{R_Y} = \frac{2.5}{3} = 0.833$$

En ambos casos, se cumple la condición exigida por la norma, por lo que se procede con el cálculo del valor del cortante basal estático para ambas direcciones:

$$V_X = \frac{0.45 * 1.5 * 2.5 * 1.1}{8} * 703.968 \text{ T}$$

$$V_Y = \frac{0.45 * 1.5 * 2.5 * 1.1}{3} * 703.968 \text{ T}$$

$$V_X = 163.343 \text{ T} \wedge V_Y = 435.580 \text{ T}$$

De estos valores, obtenemos su 80%, y los comparamos con los cortantes dinámicos; se muestra en la Tabla XI.

Tabla XI

Cortante basal dinámico respecto a cortante basal estático

Dirección	VE (T)	0.8VE (T)	VD (T)
X-X	163.343	130.674	139.3943
Y-Y	435.580	348.464	387.3295

De los resultados mostrados, se verifica que los cortantes basales dinámicos superan al valor mínimo exigido por la norma E.030.

Sistema estructural

Se ha empleado para la estructura, los sistemas de pórticos de concreto armado para el sentido X, y muros de albañilería confinada para el sentido Y. Según la norma E.030, se considera pórtico cuando al menos el 80% de la fuerza cortante en la base es resistida por las columnas, y se considera muro estructural cuando actúa un mínimo del 70% de la fuerza cortante en la base de los muros. Los resultados de esta verificación se muestran en la Tabla XII.

Tabla XII
Verificación del sistema estructural empleado

CASOS DE CARGA	CORTANTE BASAL (T)	CORTANTE EN MUROS (T)	%	CORTANTE EN COLUMNAS (T)	%	TOTAL (T)	%
ESP X-X Max	139.3943	4.19	3%	135.20	97%	139.39	100%
ESP Y-Y Max	387.3295	343.95	89%	43.40	11%	387.35	100%

Como resultado, se verifica que los sistemas estructurales designados para cada sentido, son los adecuados, por lo que los valores de los coeficientes básicos de reducción de las fuerzas sísmicas R_0 , se mantienen.

Corroboración de regularidad estructural

Irregularidades en altura

Irregularidad de rigidez – piso blando

La norma indica que, la rigidez lateral en un entrepiso debe ser mayor del 70% de la rigidez lateral del entrepiso superior, para que no exista irregularidad de rigidez, esto para ambas direcciones de análisis de la estructura. La norma también nos muestra la manera de calcular las rigideces laterales, siendo este, la razón entre la fuerza cortante de entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, esto para la misma condición de carga. Así tenemos los resultados obtenidos en la Tabla XIII:

Tabla XIII
Irregularidad de rigidez

PISO	CASO DE CARGA	VX (T)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO EN X (m)	RIGIDEZ X (T/m)	<70%
Story3	ESP X-X Max	59.3762	0.001727	34381.1233	-
Story2	ESP X-X Max	113.4198	0.002515	45097.3360	131%
Story1	ESP X-X Max	139.3943	0.001910	72981.3089	162%
PISO	CASO DE CARGA	VY (T)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO EN Y (m)	RIGIDEZ Y (T/m)	<70%
Story3	ESP Y-Y Max	154.9877	0.000728	212895.1923	-
Story2	ESP Y-Y Max	305.4713	0.001081	282582.1462	133%
Story1	ESP Y-Y Max	387.3295	0.001122	345213.4581	122%

Se observa que los resultados son mayores al 70%, por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad de rigidez.

Irregularidad de resistencia – piso débil

Para esta verificación, no es necesario realizar ningún tipo de cálculo, debido a que se ha considerado continuidad en los elementos que resisten las fuerzas cortantes, es decir, no existen cambios de sección ni tampoco mayor o menor cantidad de elementos resistentes en ningún piso, ni la disminución de calidad del concreto.

Irregularidad de masa o peso

Para que no exista irregularidad de masa, la norma señala que el peso de un piso no debe ser mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. El peso por considerar es el peso sísmico de la edificación. Los resultados se muestran en la Tabla XIV.

Tabla XIV

Irregularidad de masa o peso

PISO	PESO SÍSMICO (T)	P_i/P_{i-1}	P_i/P_{i+1}
Story3	185.4709	0.7171	-
Story2	258.6236	0.9952	1.3944
Story1	259.8737	-	1.0048

Se observa que los resultados son menores a 1.5, por lo tanto, no existe irregularidad de masa.

Irregularidad geométrica vertical

Esta irregularidad depende de la relación de las dimensiones en planta de la estructura resistente a cargas laterales en pisos adyacentes, pero nuestra edificación presenta una configuración típica en todos sus pisos en ambas direcciones de análisis, por lo que no existe irregularidad geométrica vertical.

Discontinuidad en los sistemas resistentes

Para esta verificación, no es necesario realizar ningún tipo de cálculo, debido a que se ha considerado la continuidad en la sección de los elementos verticales que resisten las fuerzas cortantes, desde la base hasta el último entrepiso.

Irregularidades en planta

Irregularidad torsional

La irregularidad torsional depende los desplazamientos relativos en la estructura. La norma indica que, el máximo desplazamiento relativo de cada entrepiso en un extremo de la edificación, no debe ser mayor que 1.3 veces el valor del desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo

entrepiso, para que no exista irregularidad torsional, esto para la misma condición de carga y en cada dirección de análisis. Los resultados se muestran en la Tabla XV.

Tabla XV
Irregularidad torsional

PISO	CASO DE CARGA	Desplaz X	Desplaz Relativo X	Max Des. Rel.	Des. Rel. Prom	1.3*Des. Rel. Prom
Story3	ESP X-X Max	0.00611	0.00172	0.00175	0.00174	0.00226
Story3	ESP X-X Max	0.00611	0.00172			
Story3	ESP X-X Max	0.00626	0.00175			
Story3	ESP X-X Max	0.00626	0.00175			
Story2	ESP X-X Max	0.00439	0.00250	0.00256	0.00253	0.00329
Story2	ESP X-X Max	0.00439	0.00250			
Story2	ESP X-X Max	0.00451	0.00256			
Story2	ESP X-X Max	0.00451	0.00256			
Story1	ESP X-X Max	0.00189	0.00189	0.00195	0.00192	0.00250
Story1	ESP X-X Max	0.00189	0.00189			
Story1	ESP X-X Max	0.00195	0.00195			
Story1	ESP X-X Max	0.00195	0.00195			
PISO	CASO DE CARGA	Desplaz Y	Desplaz Relativo Y	Max Des. Rel.	Des. Rel. Prom	1.3*Des. Rel. Prom
Story3	ESP Y-Y Max	0.00342	0.00085	0.00087	0.00086	0.00112
Story3	ESP Y-Y Max	0.00348	0.00087			
Story3	ESP Y-Y Max	0.00342	0.00085			
Story3	ESP Y-Y Max	0.00348	0.00087			
Story2	ESP Y-Y Max	0.00257	0.00127	0.00129	0.00128	0.00166
Story2	ESP Y-Y Max	0.00261	0.00129			
Story2	ESP Y-Y Max	0.00257	0.00127			
Story2	ESP Y-Y Max	0.00261	0.00129			
Story1	ESP Y-Y Max	0.00131	0.00131	0.00133	0.00132	0.00171
Story1	ESP Y-Y Max	0.00133	0.00133			
Story1	ESP Y-Y Max	0.00131	0.00131			
Story1	ESP Y-Y Max	0.00133	0.00133			

Nota. Los valores están en unidades de metro.

Ninguno de los valores de los máximos desplazamientos relativos es mayor que el valor de 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio, por lo que no existe irregularidad torsional.

Esquinas entrantes

Se ha estructurado la edificación de manera que no posea ninguna esquina entrante en ninguna de sus plantas, por lo que no presenta irregularidad por esquinas entrantes.

Discontinuidad del diafragma

La configuración de cada diafragma es regular en toda su área en planta, con secciones transversales típicas uniformes, y con ningún tipo de abertura en ninguno de los entrepisos de la estructura, por lo que no presenta irregularidad por discontinuidad del diafragma.

Sistemas no paralelos

Los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos en todos los niveles, por lo que no presenta irregularidad por sistemas no paralelos.

Desplazamientos y derivas máximas

En las Tablas 16 y 17, se muestran los desplazamientos y derivas máximos por piso de la estructura, respectivamente; estos valores se han obtenido multiplicando por 0.75 R los obtenidos en el análisis lineal y elástico en el ETABS, tal como lo indica la norma E.030 para las estructuras regulares, con la finalidad de estimar los efectos de la incursión de la estructura en el rango inelástico durante un sismo severo.

Tabla XVI
Desplazamientos máximos de piso

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum m	0.75R	Desplazamiento inelástico cm
Story3	ESP X-X Max	X	0.006213	6.00	3.7278
Story2	ESP X-X Max	X	0.004471	6.00	2.6826
Story1	ESP X-X Max	X	0.001933	6.00	1.1598
Story3	ESP Y-Y Max	Y	0.003480	2.25	0.7830
Story2	ESP Y-Y Max	Y	0.002614	2.25	0.5882
Story1	ESP Y-Y Max	Y	0.001328	2.25	0.2988

Tabla XVII

Derivas máximas por piso

Story	Load Case/Combo	Deriva elástica	0.75R	Deriva inelástica	Máximo permitido	Cumple
Story3	ESP X-X Max	0.000592	6	0.003552	0.007	SI
Story2	ESP X-X Max	0.000854	6	0.005124	0.007	SI
Story1	ESP X-X Max	0.000624	6	0.003744	0.007	SI
Story3	ESP Y-Y Max	0.000293	2.25	0.000659	0.005	SI
Story2	ESP Y-Y Max	0.000431	2.25	0.000970	0.005	SI
Story1	ESP Y-Y Max	0.000428	2.25	0.000963	0.005	SI

Para las derivas de piso, la norma E.030 indica que, los valores calculados según lo indicado en el párrafo anterior, no deberán exceder los valores de la distorsión de entrepiso que se indica en la tabla N° 11 del artículo 32, para cada tipo de material predominante, siendo el concreto armado para el sentido X, y la albañilería para el sentido Y de la estructura, con valores de 0.007 y 0.005 respectivamente.

Así tenemos que, la estructura cumple con los límites de distorsión de entrepiso en todos sus niveles y en las dos direcciones de análisis.

3.1.5 Análisis dinámico Tiempo - Historia

Para esta parte, se realizan doce análisis tiempo historia, seis para los registros con sus aceleraciones máximas escaladas a la aceleración de diseño de 0.45g y, otros seis para los registros compatibles con el espectro de pseudoaceleraciones definido por la norma E.030 con $R=1$; son seis por cada grupo de registros, ya que se realizan dos casos de análisis por cada uno de los tres sismos representativos procesados.

Los registros de aceleraciones de los sismos, se obtienen de la página web oficial del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, o mejor conocida por sus siglas como CISMID.

Cada registro sísmico obtenido del CISMID de un determinado sismo, tiene tres componentes en direcciones ortogonales, y en este análisis, solo se usarán las dos componentes de aceleración horizontal, E-O y N-S, realizando dos casos de análisis para uno de estos pares; el Caso 1, cuando la componente E-O del registro actúa sobre la dirección X-X de la estructura, mientras que la componente N-S lo hace sobre la dirección Y-Y, y el Caso 2, cuando la componente E-O del registro actúa sobre la dirección Y-Y, mientras que la componente N-S lo hace sobre la dirección X-X.

a) Sismos representativos seleccionados

La información es obtenida de los mismos archivos de registros sísmicos de la base de datos del CISMID [8].

Sismo de Lima de 1974

Información de la estación sísmica

Nombre de la estación: Parque de la Reserva

Código de la estación : PRQ

Localización de la estación : Parque de la Reserva, cercado de Lima, Lima

Latitud : -12.07

Longitud : -77.04

Altitud : 130 msnm

Modelo del acelerómetro : Acelerógrafo analógico

Frecuencia del muestreo : 50 Hz

Información del sismo

Fecha : 03 de octubre de 1974

Hora local de origen : 09:21:00

Latitud : -12.50

Longitud : -77.98

Profundidad : 13.00 km

Magnitud : 6.6 mb

Fuente de información : IGP

Sismo de Moquegua del 2001

Información de la estación sísmica

Nombre de la estación: César Vizcarra Vargas

Código de la estación : MOQ001

Localización de la estación : Complejo Deportivo Rolando Catacora –
Gobierno Regional de Moquegua, Moquegua, Mariscal Nieto

Latitud : -17.186

Longitud : -70.928

Altitud : 1461 msnm

Modelo del acelerómetro : RION SM-10B

Frecuencia del muestreo : 100 Hz

Información del sismo

Fecha : 23 de junio de 2001

Hora local de origen : 15:33:00

Latitud : -16.08

Longitud : -73.77

Profundidad : 33.00 km
Magnitud : 6.9 mb
Fuente de información : IGP

Sismo de Pisco del 2007

Información de la estación sísmica

Nombre de la estación: UNICA

Código de la estación : ICA002

Localización de la estación : Universidad Nacional San Luis Gonzaga, Ica, Ica

Latitud : -14.088

Longitud : -75.732

Altitud : 409 msnm

Modelo del acelerómetro : RION SM-10B

Frecuencia del muestreo : 100 Hz

Información del sismo

Fecha : 15 de agosto del 2007

Hora local de origen : 18:40:58

Latitud : -13.67

Longitud : -76.76

Profundidad : 40.00 km

Magnitud : 7.0 ML

Fuente de información : IGP

b) Análisis dinámico Tiempo - Historia escalado a la aceleración de la norma E.030

Para desarrollar este análisis, se debe escalar la máxima aceleración de cada registro sísmico de aceleraciones, a la aceleración de diseño según la norma, siendo ésta de 0.45g o 441.45 cm/s², correspondiente a la ubicación de la estructura.

Sismo de Lima de 1974

Para E-O. En las figuras 39 y 40, se muestran los acelerogramas con las aceleraciones originales y escaladas, respectivamente.

Aceleración máxima absoluta : 194.2053 cm/s²

0.45g : 441.45 cm/s²

Factor de escala : 2.273

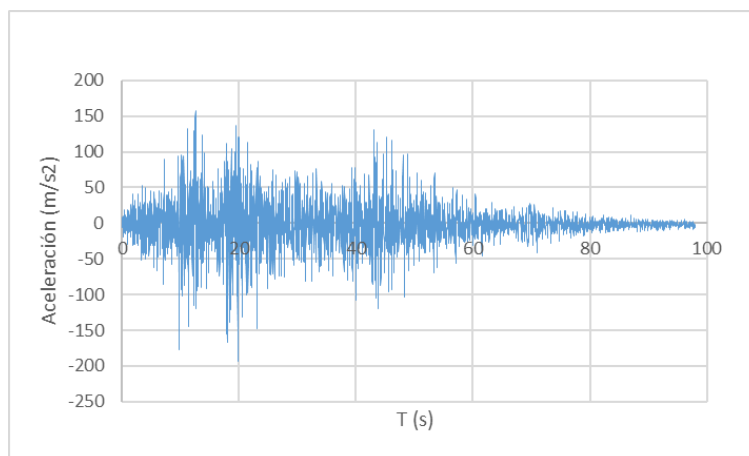


Fig. 39. Acelerograma original del sismo de Lima74 en E-O

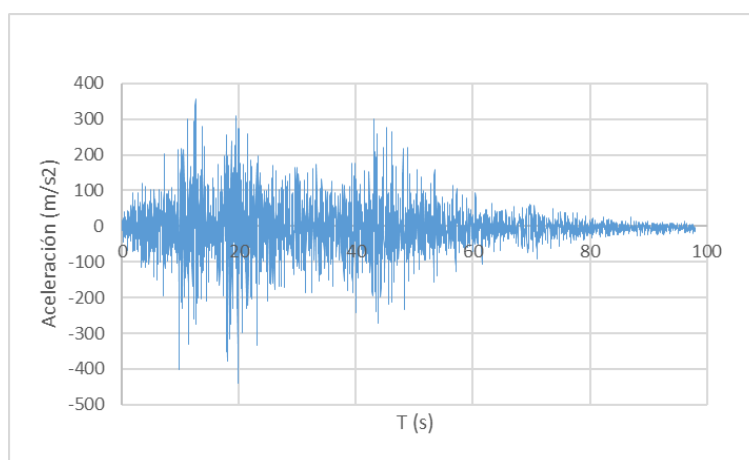


Fig. 40. Acelerograma escalado del sismo de Lima74 en E-O

Para N-S. En las figuras 41 y 42, se muestran los acelerogramas con las aceleraciones originales y escaladas, respectivamente.

Aceleración máxima absoluta : 180.0929 cm/s^2

0.45g : 441.45 cm/s^2

Factor de escala : 2.451

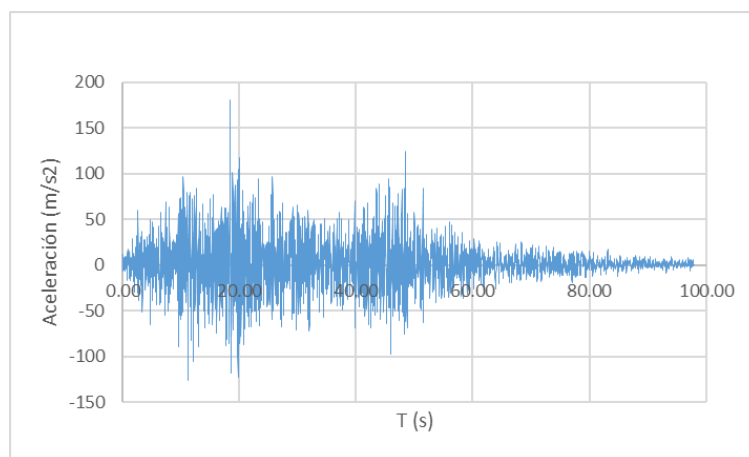


Fig. 41. Acelerograma original del sismo de Lima74 en N-S

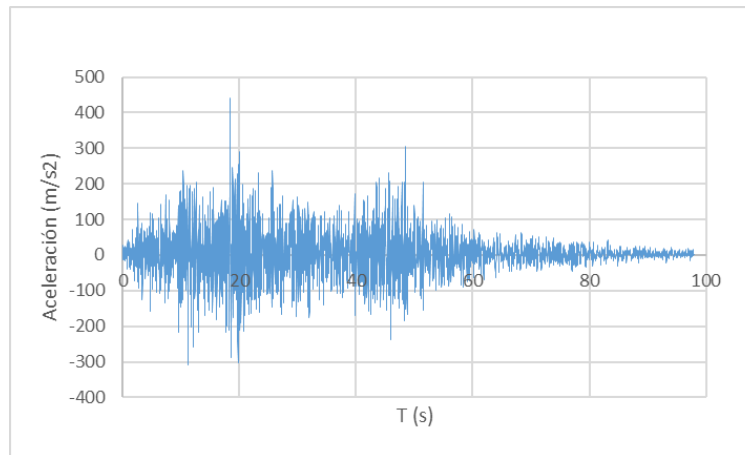


Fig. 42. Acelerograma escalado del sismo de Lima74 en N-S

Sismo de Moquegua del 2001

Para E-O. En las figuras 43 y 44, se muestran los acelerogramas con las aceleraciones originales y escaladas, respectivamente.

Aceleración máxima absoluta : 295.1544 cm/s^2

0.45g : 441.45 cm/s^2

Factor de escala : 1.496

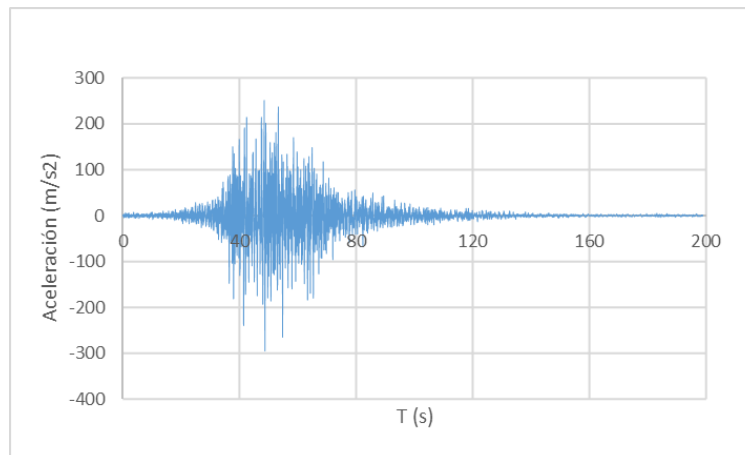


Fig. 43. Acelerograma original del sismo de Moquegua2001 en E-O

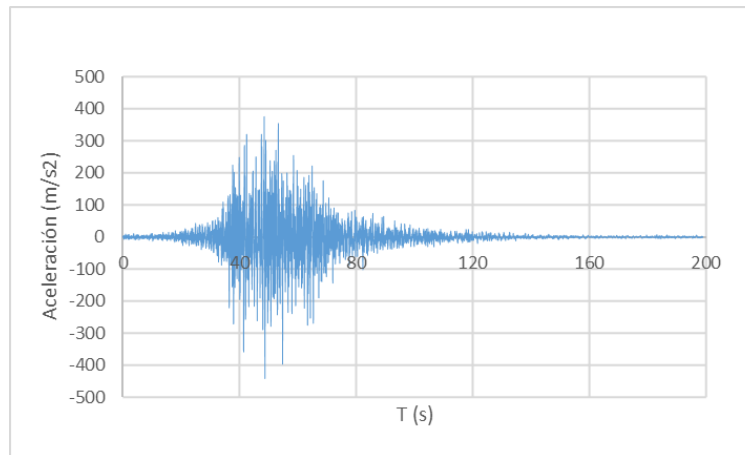


Fig. 44. Acelerograma escalado del sismo de Moquegua2001 en E-O

Para N-S. En las figuras 45 y 46, se muestran los acelerogramas con las aceleraciones originales y escaladas, respectivamente.

Aceleración máxima absoluta : 219.9906 cm/s²

0.45g : 441.45 cm/s²

Factor de escala : 2.007

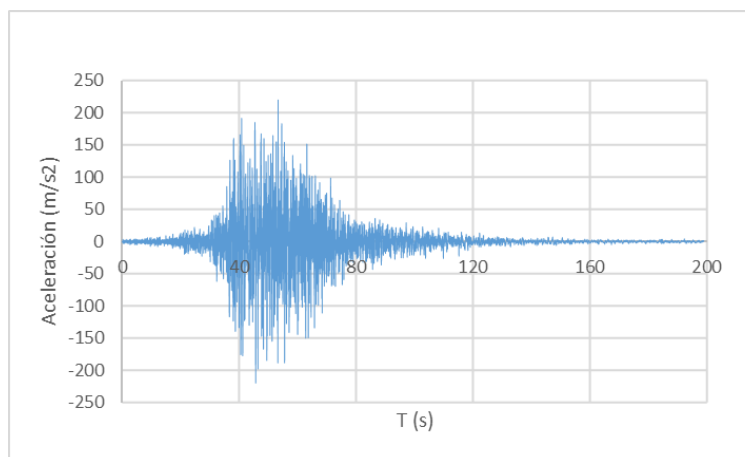


Fig. 45. Acelerograma original del sismo de Moquegua2001 en N-S

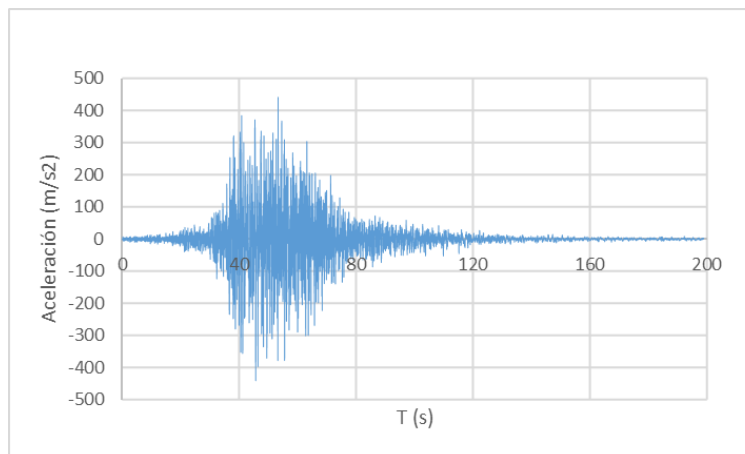


Fig. 46. Acelerograma escalado del sismo de Moquegua2001 en N-S

Sismo de Pisco del 2007

Para E-O. En las figuras 47 y 48, se muestran los acelerogramas con las aceleraciones originales y escaladas, respectivamente.

Aceleración máxima absoluta : 272.8210 cm/s^2

0.45g : 441.45 cm/s^2

Factor de escala : 1.618

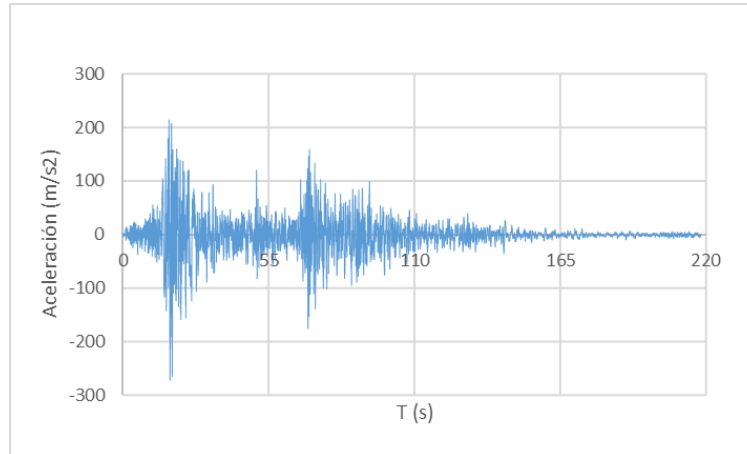


Fig. 47. Acelerograma original del sismo de Pisco2007 en E-O

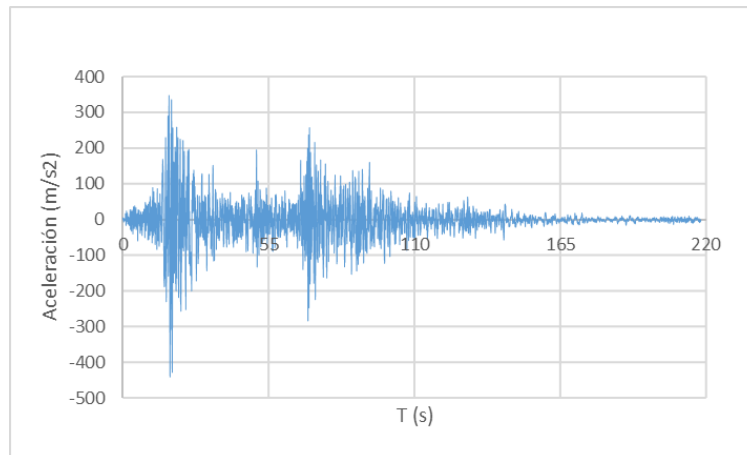


Fig. 48. Acelerograma escalado del sismo de Pisco2007 en E-O

Para N-S. En las figuras 49 y 50, se muestran los acelerogramas con las aceleraciones originales y escaladas, respectivamente.

Aceleración máxima absoluta : 333.6631 cm/s^2

0.45g : 441.45 cm/s^2

Factor de escala : 1.323

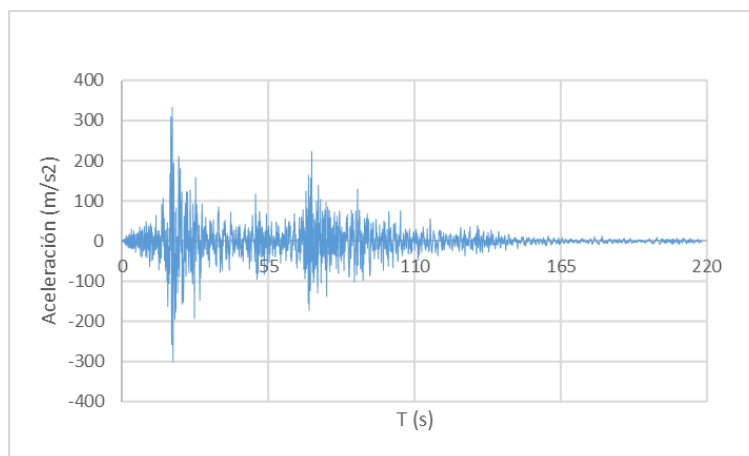


Fig. 49. Acelerograma original del sismo de Pisco2007 en N-S

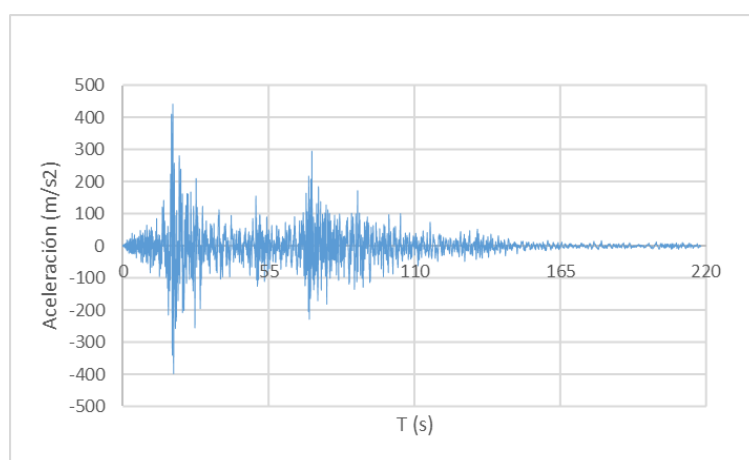


Fig. 50. Acelerograma escalado del sismo de Pisco2007 en N-S

Cada uno de los acelerogramas escalados, son ingresados al software Etabs, mediante la herramienta Define / Functions / Time History, desde un archivo de bloc de notas, como se muestra en la figura 51; al finalizar, se presenta un cuadro con la relación de acelerogramas importadas al software, en la figura 52.

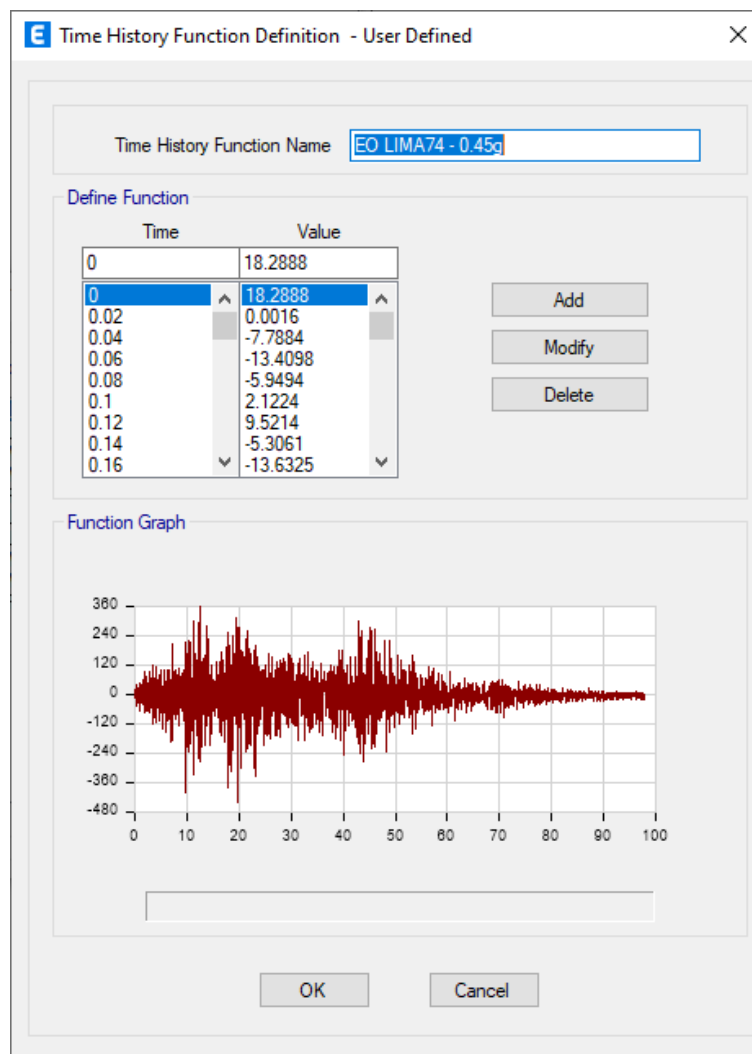


Fig. 51. Acelerograma de EO LIMA74 escalado a 0.45g importado al software – Etabs

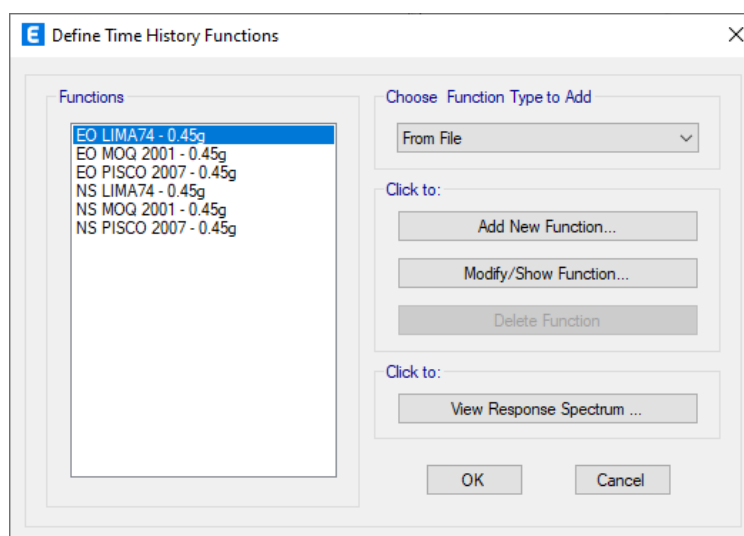


Fig. 52. Definición de los acelerogramas escalados

Posteriormente, son asignados a cada caso de carga respectivamente.

c) **Análisis dinámico Tiempo – Historia Espectro Compatible**

Para realizar este análisis, se compatibilizan los espectros de cada registro de aceleraciones, al espectro objetivo, que es el espectro de diseño establecido por la norma E.030 para la estructura en estudio, pero con el factor de reducción sísmica $R=1$, se usa la fórmula:

$$S_a = \frac{Z*U*C*S}{R}$$

En la figura 53 se muestra la importación del espectro objetivo al software Etabs.

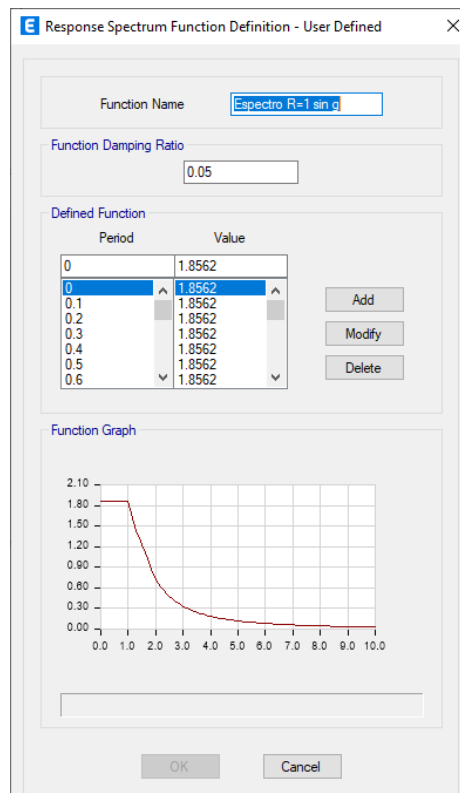


Fig. 53. Espectro de respuesta objetivo establecido por la norma para todos los acelerogramas, importado en el Etabs

Luego, cada uno de los acelerogramas originales, son ingresados al software Etabs, mediante la herramienta Define / Functions / Time History, desde un archivo de bloc de notas, como se muestra en la figura 54.

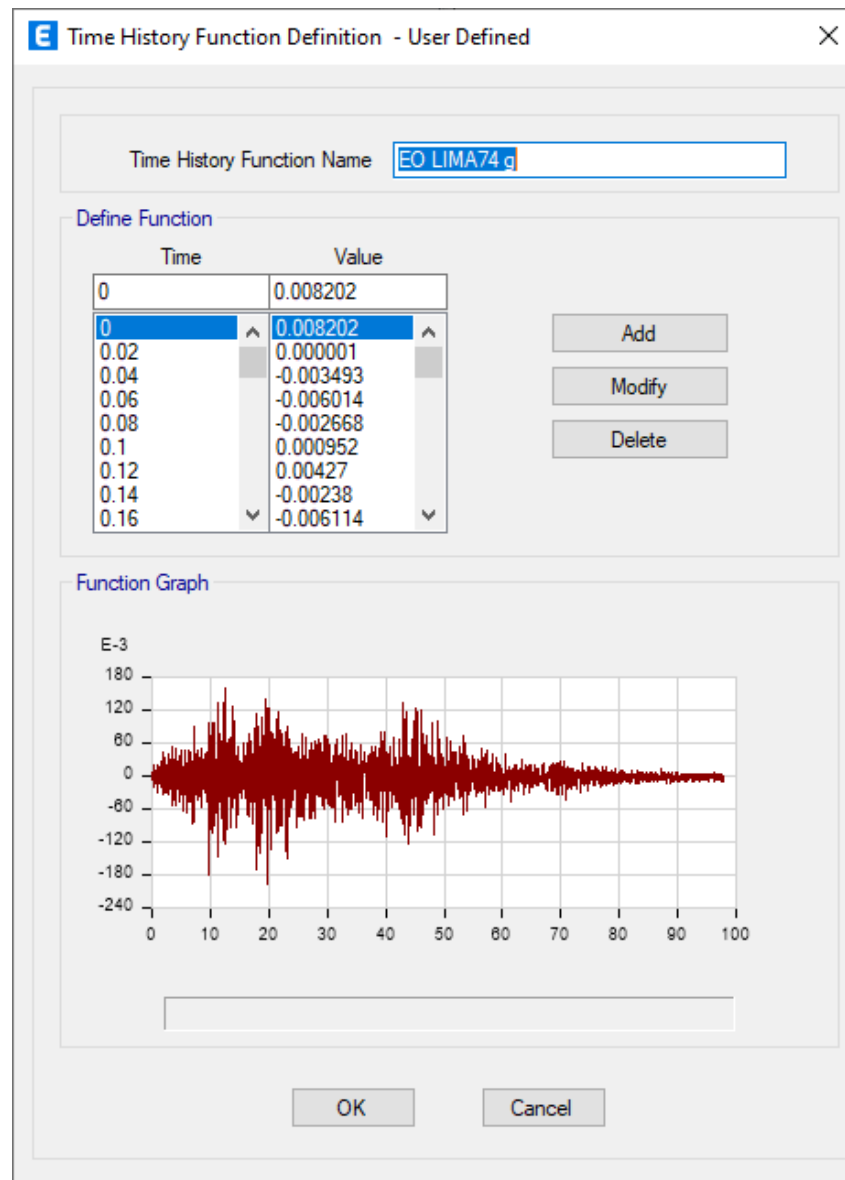


Fig. 54. Acelerograma de EO LIMA74 original importado al software – Etabs

Teniendo ya todos los acelerogramas importados en el software, se procede a añadir nuevas funciones de tiempo historia para la compatibilización, mediante la herramienta Define / Functions / Time History, con el tipo de función agregado desde “Matched to Response Spectrum” usando el método de dominio en el tiempo, obteniendo un nuevo grupo de registros de aceleraciones. Además, los datos de registro de aceleraciones originales y el espectro objetivo, se ingresan en unidades de gravedad, siendo $1g = 9.81m/s^2$. Para el análisis dinámico, se usa este último grupo de aceleraciones compatibilizados, cuyo procedimiento de obtención será detallado para el registro de aceleraciones de Lima74 a modo de ejemplo:

Sismo de Lima de 1974. En las figuras 55 y 56, se muestran, en capturas de pantalla, los cuadros de diálogo donde se realiza la compatibilización de acelerogramas para los registros en el sentido E-O y N-S, respectivamente, en unidades de g.

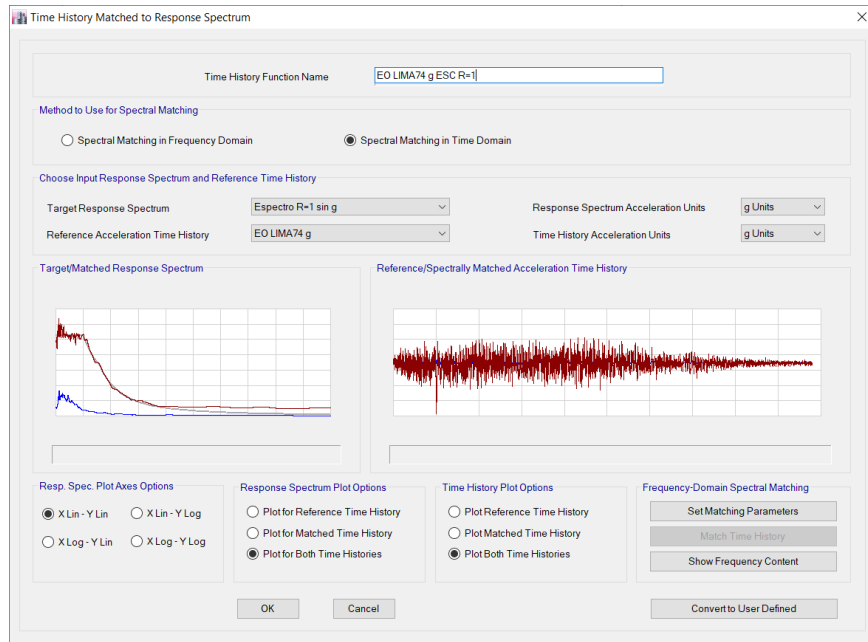


Fig. 55. Acelerograma E-O de Lima74 compatible con el espectro E.030

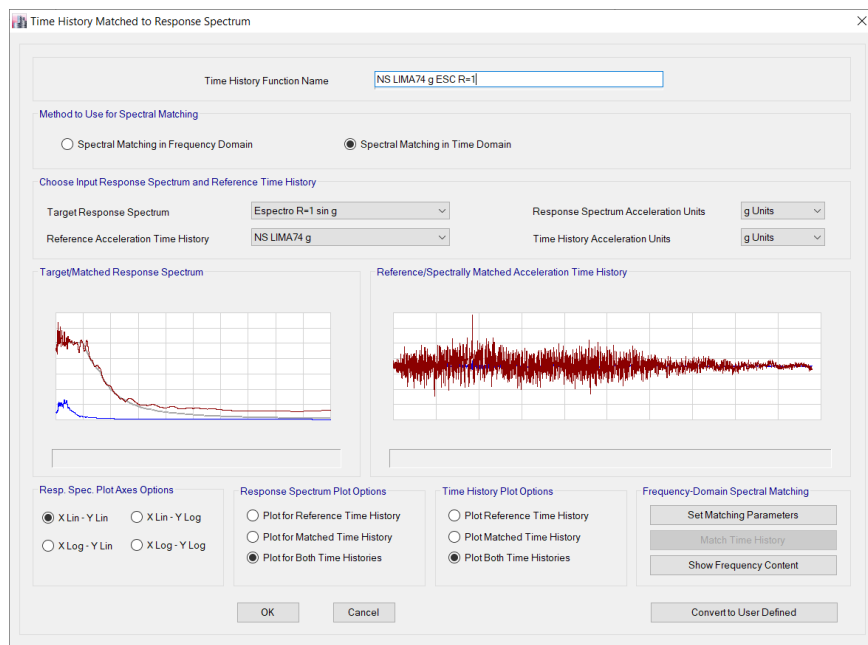


Fig. 56. Acelerograma N-S de Lima74 compatible con el espectro E.030

d) Resultados del análisis dinámico Tiempo – Historia

Todos los valores resultantes correspondientes obtenidos directamente del programa, son cifras máximas (positivas) y mínimas (negativas), ya que las aceleraciones de los registros son valores que oscilan sobre el eje del tiempo, por ende, solo se tomarán los valores máximos absolutos para cada caso de análisis.

Los resultados mostrados, corresponden a los cortantes basales en ambas direcciones y al desplazamiento máximo lateral en el último nivel de la estructura, ya que servirán para poder hacer las comparaciones respectivas.

Se muestran en la tabla 18, los resultados para el análisis de los acelerogramas escalados a la aceleración 0.45g; y en la tabla 19, los del análisis de los acelerogramas compatibles al espectro de diseño de la norma E.030, exportados del ETABS.

Tabla XVIII

Resultados Análisis Tiempo Historia escalado a 0.45g

	LIMA 1974		MOQUEGUA 2001		PISCO 2007	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
VX (T)	658.135	606.479	552.791	583.922	663.177	592.572
VY (T)	636.576	839.635	610.478	518.094	467.820	473.000
UX (cm)	2.785	2.664	2.377	2.490	2.754	2.467
UY (cm)	0.459	0.613	0.430	0.429	0.367	0.329

Tabla XIX

Resultados Análisis Tiempo Historia Espectro Compatible

	LIMA 1974		MOQUEGUA 2001		PISCO 2007	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
VX (T)	1280.446	1183.111	1356.431	1285.779	1184.346	1411.025
VY (T)	1359.349	1343.697	1393.250	1550.857	1572.099	1189.585
UX (cm)	5.463	4.848	5.411	4.920	4.967	6.017
UY (cm)	0.983	0.982	1.084	1.180	1.215	0.931

Los resultados mostrados, están en el rango inelástico, ya que no se ha aplicado el factor de reducción sísmica; solo a los valores de cortantes basales se les dividirá por el factor R ($R_x=8$ y $R_y=3$), correspondiente a cada eje, ya que éstos se compararán en el rango elástico, como indica la norma; los desplazamientos se toman dentro del rango inelástico y no serán afectados por el factor R. Además, los resultados del análisis tiempo historia escalados a la aceleración 0.45g, deben ser amplificados, multiplicándolos por el factor de

uso de la edificación, $U=1.5$; para el análisis tiempo historia espectro compatible, ya se consideró este valor en el espectro objetivo que indica la norma. En las tablas 20 y 21, se muestran todos los resultados procesados para cada caso de registro sísmico. Estos valores podrán ser tomados para la comparación con otros métodos de análisis.

Tabla XX

Resultados procesados Análisis Tiempo Historia escalado a 0.45g

	LIMA 1974		MOQUEGUA 2001		PISCO 2007	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
VX (T)	123.400	113.715	103.648	109.485	124.346	111.107
VY (T)	318.288	419.817	305.239	259.047	233.910	236.500
UX (cm)	4.177	3.995	3.566	3.735	4.130	3.700
UY (cm)	0.688	0.919	0.645	0.643	0.550	0.493

Tabla XXI

Resultados procesados Análisis Tiempo Historia Espectro Compatible

	LIMA 1974		MOQUEGUA 2001		PISCO 2007	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
VX (T)	160.056	147.889	169.554	160.722	148.043	176.378
VY (T)	453.116	447.899	464.417	516.952	524.033	396.528
UX (cm)	5.463	4.848	5.411	4.920	4.967	6.017
UY (cm)	0.983	0.982	1.084	1.180	1.215	0.931

IV. DISCUSIÓN

4.1 Discusión de resultados

El objetivo de la presente tesis es realizar la comparación de los resultados de los análisis dinámicos que han sido aplicados en la estructura del Centro Educativo del nivel primario en la I.E. N°22323 CC.PP. El Arenal; para lograrlo se utilizó, principalmente, la Norma Técnica Peruana E.030 vigente, parte del Reglamento Nacional de Edificaciones, que muestran los elementos técnicos de la ingeniería sísmica.

Se presenta, de manera ordenada y procesada, el resumen de todos los resultados de los cortantes basales y máximos desplazamientos laterales en el último nivel, de los análisis dinámicos realizados para la estructura en estudio de esta tesis; el fin es tener una visualización clara para poder compararlos y llegar a las conclusiones más óptimas.

Para los resultados de los diferentes análisis dinámicos tiempo historia, se han tomado los valores máximos de los dos casos para cada sismo.

La tabla XXII, contiene los resultados obtenidos, teniendo como abreviaturas para los diferentes análisis dinámicos realizados:

ADER	: A. D. con Espectro de Respuesta
THL 0.45g	: A. D. Tiempo Historia de Lima de 1974 escalado a 0.45g
THM 0.45g	: A. D. Tiempo Historia de Moquegua del 2001 escalado a 0.45g
THP 0.45g	: A. D. Tiempo Historia de Pisco del 2007 escalado a 0.45g
THL EC	: A. D. Tiempo Historia de Lima de 1974 Espectro Compatible
THM EC	: A. D. Tiempo Historia de Moquegua del 2001 Espectro Compatible
THP EC	: A. D. Tiempo Historia de Pisco del 2007 Espectro Compatible

Tabla XXII

Resultados de todos los análisis dinámicos

	A. D. E. R.	THL 0.45g	THM 0.45g	TH P 0.45g	THL EC	THM EC	THP EC
VX (T)	139.39	123.40	109.49	124.35	160.06	169.55	176.38
VY (T)	387.33	419.82	305.24	236.50	453.12	516.95	524.03
UX (cm)	3.73	4.18	3.73	4.13	5.46	5.41	6.02
UY (cm)	0.78	0.92	0.64	0.55	0.98	1.18	1.22

Para una mejor visualización, se muestran los resultados en gráficas de barras, en las figuras 57, 58, 59 y 60, para los cortantes basales y desplazamientos laterales en el último nivel, para sus respectivos ejes.

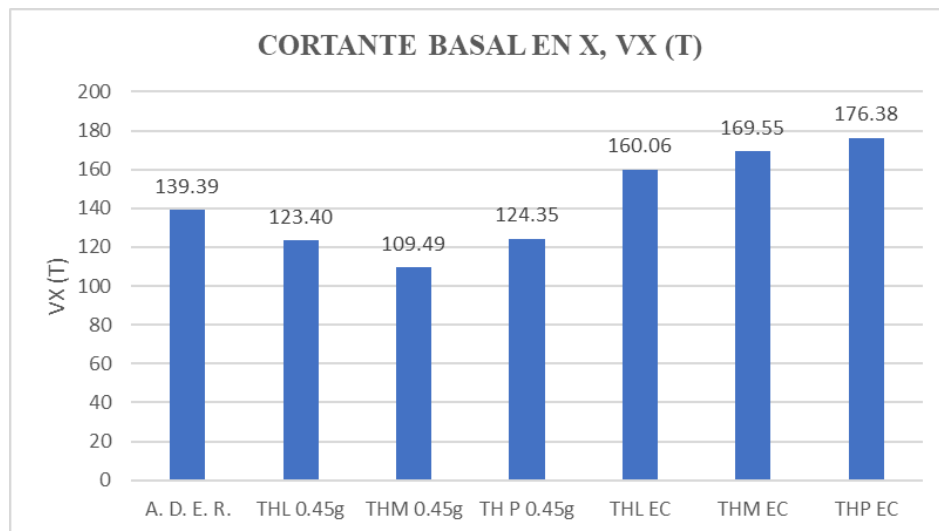


Fig. 57. Comparación de las fuerzas cortantes basales en el eje X

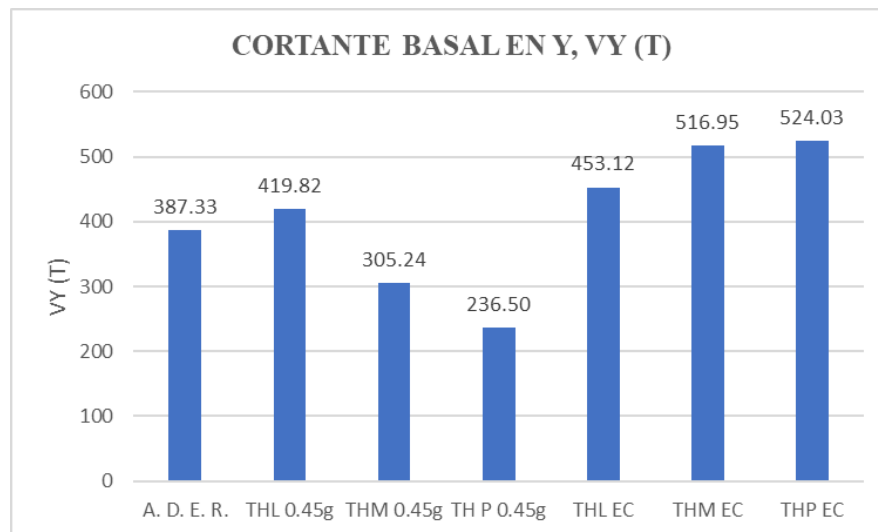


Fig. 58. Comparación de las fuerzas cortantes basales en el eje Y

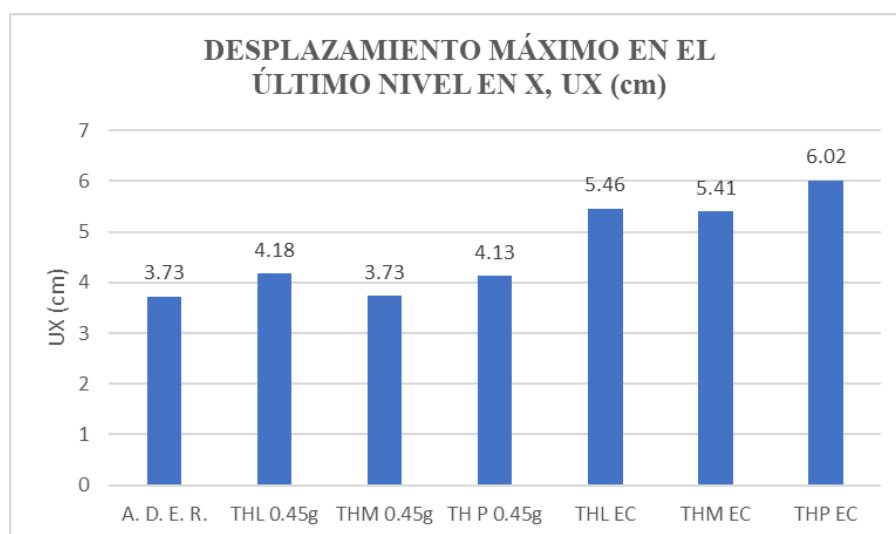


Fig. 59. Comparación de los desplazamientos máximos en el último nivel en el eje X

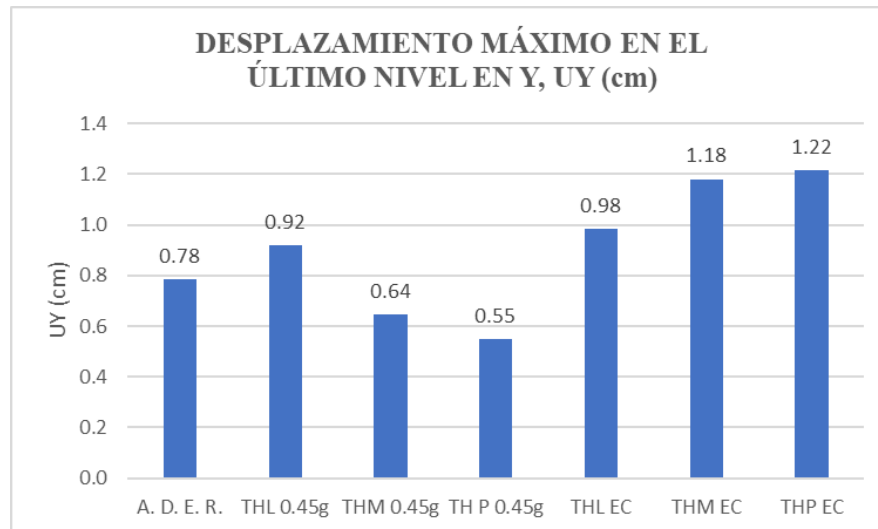


Fig. 60. Comparación de los desplazamientos máximos en el último nivel en el eje Y

Todos los resultados obtenidos de los análisis dinámicos tiempo historia, serán comparados con los obtenidos en el análisis dinámico con espectro de respuesta.

Para las fuerzas cortantes basales en el eje X, los resultados del análisis tiempo historia escalados a 0.45g, están por debajo del obtenido del análisis dinámico con espectro de respuesta, mientras que, por el contrario, los del análisis tiempo historia espectro compatible, están por encima.

Para las fuerzas cortantes basales en el eje Y, la distribución de resultados, es similar a la del eje X, con la excepción de que el resultado del THL0.45g, está por encima del obtenido por el ADER.

Los cortantes producidos por el THP EC, son los mayores en ambos ejes de estudio, teniendo valores de 176.38 T para el eje X (126.54% del cortante del ADER en X) y 524.03 T para el eje Y (135.29% del cortante del ADER en Y).

Los menores resultados de cortantes basales, lo tienen, para el eje X, THM 0.45g con 109.49 T (78.55% del cortante del ADER en X) y, para el eje Y, THP 0.45g con 236.50 T (61.06% del cortante del ADER en Y).

Para los desplazamientos calculados en el eje X, los resultados del análisis tiempo historia escalados a 0.45g, están ligeramente por encima del obtenido del análisis dinámico con espectro de respuesta, mientras que, los del análisis tiempo historia espectro compatible, están por encima de todos los valores.

Para los desplazamientos calculados en el eje Y, los resultados del análisis tiempo historia escalados a 0.45g, están por debajo del obtenido del análisis dinámico con espectro de respuesta, a excepción del valor del THL 0.45g, mientras que, los del análisis tiempo historia espectro compatible, están por encima de todos los valores.

Los desplazamientos producidos por el THP EC, son las mayores en ambos ejes de estudio, teniendo valores de 6.02 cm para el eje X (161.39% del desplazamiento del ADER en X) y 1.22 cm para el eje Y (156.41% del cortante del ADER en Y).

Los menores resultados de desplazamientos lo tienen, para el eje X, THM 0.45g con 3.73 cm (100% del cortante del ADER en X) y, para el eje Y, THP 0.45g con 0.55 cm (70.51% del cortante del ADER en Y).

4.2 Contrastación de hipótesis general

En la hipótesis general, se planteó que los resultados del análisis dinámico tiempo historia tendrían valores más ajustados a los datos de un sismo específico, a comparación de los obtenidos por el análisis dinámico con espectro de respuesta.

Cabe resaltar, que los resultados obtenidos por el análisis dinámico tiempo historia, en todas sus formas, presentan cierto grado de dispersión por cada sismo diferente analizado, pero éstos, al promediarse, tienden a aproximarse a los resultados del análisis dinámico con espectro de respuesta.

Por lo que la hipótesis general planteada es correcta.

4.3 Contrastación de hipótesis específicas

En la hipótesis específica, se planteó que la presente investigación, permitirá lograr mejorar las condiciones de infraestructura del Centro Educativo del nivel primario en la I.E. N°22313, necesarias para la mejora del desarrollo cognitivo y motriz de los niños de la institución, así como el incremento de la capacidad educativa de los docentes para con sus alumnos, obteniendo una mejor calidad de aprendizaje de la población estudiantil del Centro Poblado El Arenal.

Mediante los cálculos realizados para llegar a un diseño sismorresistente óptimo de concreto armado, se obtiene que la hipótesis planteada es parcialmente correcta, ya que, si bien el planteamiento de la infraestructura es el adecuado dentro de esta investigación, no es completa hasta que se tenga de manera tangible la edificación diseñada y en condiciones operativas de uso destinado. Por lo que queda a la expectativa de que se logre la mejora del desarrollo educativo de los niños de la institución, así como el incremento de la capacidad educativa de los, obteniendo una mejor calidad de aprendizaje de la población estudiantil.

V. CONCLUSIONES

1. Los resultados obtenidos de los análisis dinámicos tiempo historia, han sido comparados con los obtenidos en el análisis dinámico con espectro de respuesta.
2. Para las fuerzas cortantes basales en el eje X, los resultados del análisis tiempo historia escalados a 0.45g, están por debajo del obtenido del análisis dinámico con espectro de respuesta, mientras que, por el contrario, los del análisis tiempo historia espectro compatible, están por encima.
3. Para las fuerzas cortantes basales en el eje Y, la distribución de resultados, es similar a la del eje X, con la excepción de que el resultado del THL0.45g, está por encima del obtenido por el ADER.
4. Para los desplazamientos calculados en el eje X, los resultados del análisis tiempo historia escalados a 0.45g, están ligeramente por encima del obtenido del análisis dinámico con espectro de respuesta, mientras que, los del análisis tiempo historia espectro compatible, están por encima de todos los valores.
5. Para los desplazamientos calculados en el eje Y, los resultados del análisis tiempo historia escalados a 0.45g, están por debajo del obtenido del análisis dinámico con espectro de respuesta, a excepción del valor del THL 0.45g, mientras que, los del análisis tiempo historia espectro compatible, están por encima de todos los valores.
6. Los resultados obtenidos por el análisis dinámico tiempo historia, en todas sus formas, presentan cierto grado de dispersión por cada sismo diferente analizado, pero éstos, al promediarse, tienden a aproximarse a los resultados del análisis dinámico con espectro de respuesta; esto se debe a que el espectro de pseudoaceleraciones de la norma E.030, se ha ido parametrizando con el tiempo, a tal manera de que sea representativo, de una manera segura, de los espectros de sismos ocurridos y que han sido objetos de estudio.
7. La dispersión de resultados de los análisis tiempo historia, se debería a que cada registro sísmico de aceleración está asociado a un espectro de aceleración (espectro de respuesta), el cual contiene un rango de períodos con valores de aceleración mayores o menores, por lo que no es equivalente escalar los acelerogramas que escalar los espectros de los respectivos registros sísmicos.

VI. RECOMENDACIONES

- 1) Si bien la norma E.030 no considera los resultados del análisis dinámico tiempo historia para el diseño de una estructura, sí lo considera con fines de verificación, aunque no de forma obligatoria, por lo que es recomendable e importante tenerlo en cuenta considerando registros sísmicos representativos de la zona del proyecto, cuyos cálculos y respuestas podrían ser mayores que las obtenidas utilizando el análisis dinámico con espectro de respuesta, para de esta forma, contar al menos con una información adicional de verificación que aumente la confiabilidad del diseño de la estructura.
- 2) Los análisis realizados en esta tesis, obedecen a unas variables de entrada limitas, tales como cantidad de niveles, zona de ubicación, valor de uso, sistema estructural, irregularidad, registros sísmicos de aceleraciones, tipo y resistencia característica elegida de materiales, entre otras. Por lo que se recomienda considerar que los resultados aquí obtenidos, son solo una pequeña muestra de lo que se puede obtener al comparar estos dos métodos de análisis dinámico, y que se debe seguir ampliando los estudios en esta área de la ingeniería.
- 3) Para obtener resultados más amplios en esta área de investigación, se recomienda aplicar la misma metodología usada en esta tesis, pero en edificaciones con diferentes configuraciones que sean representativas, tanto de nuestra región, como del país.
- 4) Aplicar los métodos descritos a estructuras existentes, para obtener datos de cómo se pueden comportar las edificaciones ante eventos sísmicos pasados, o incluso, ante sismos con registros simulados en gabinete.
- 5) Queda a la expectativa de que se logre la mejora del desarrollo educativo de los niños de la institución, así como el incremento de la capacidad educativa de los, obteniendo una mejor calidad de aprendizaje de la población estudiantil, por lo que se recomienda, hacer seguimiento del desarrollo educativo de la institución posterior a la construcción de los módulos educativos.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] F. Angulo. “Estudio comparativo del diseño sísmico de un edificio”, tesis de licenciatura, Instituto Tecnológico de Sonora, Sonora, México, 2012. [En línea]. Disponible en: http://biblioteca.itson.mx/dac_new/tesis/273_angulo_federico.pdf.
- [2] Y. Bernal. “Aproximación a un modelo detallado de la sismicidad en el Perú: características y evaluación de la energía sísmica liberada”, tesis de licenciatura, Univ. Nacional de San Agustín de Arequipa, Arequipa, Perú, 2002. [En línea]. Disponible en: <http://hdl.handle.net/20.500.12816/773>.
- [3] M. Del Carpio y J. Vásquez. “Análisis comparativo de los métodos dinámicos modal espectral y tiempo historia para una edificación de albañilería confinada en Parcona, Ica – 2020”, tesis de licenciatura, Univ. César Vallejo, Ica, Perú, 2020. [En línea]. Disponible en: <https://hdl.handle.net/20.500.12692/55826>.
- [4] R. Santana. *Ingeniería Antisísmica Principios Básicos y Aplicaciones*. Huancayo: Autoedición, 2013.
- [5] *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018.
- [6] R. Oviedo. *Diseño Sismorresistente de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Oviedo Ingeniería EIRL, 2016.
- [7] *Norma Técnica E.020 Cargas*, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006.
- [8] CISMID. “Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica del CISMID/FIC/UNI”. CISMID UNI. Disponible en: <http://www.cismid.uni.edu.pe/ceois/red/>

VIII. ANEXOS

7.1 Diseño de concreto armado

De acuerdo a la Norma E.060 del RNE, el diseño por resistencia o también llamado en sus inicios diseño a la rotura, es el método que se usará para el diseño de las estructuras de concreto armado y que básicamente consiste en proporcionar a todas las secciones de los elementos estructurales resistencias de diseño (ϕR_n) adecuadas, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia, ϕ , especificados en la norma. Las disposiciones de seguridad de la Norma E.060 del RNE están basadas en la utilización de factores de disminución de la resistencia y factores de mayoración de las cargas. Estos factores están basados hasta cierto punto en información estadística, pero confían en un alto grado en la experiencia y en el criterio de ingeniería. La resistencia de diseño de una estructura o elemento debe ser por lo menos igual a la resistencia requerida, calculada a partir de las cargas mayoradas, es decir:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

Para el cálculo de la resistencia de diseño se utiliza los factores de disminución de resistencia especificados en la Norma E.060 Concreto Armado, los cuales tienen asignados diferentes valores dependiendo del estado de conocimiento, es decir, de la precisión con la cual pueden calcularse las diferentes resistencias. De esta manera, el valor para flexión es mayor que aquel para cortante, por ejemplo.

Los valores de ϕ reflejan también la importancia probable de un elemento en particular en la supervivencia de la estructura y el control de calidad probable alcanzado. Por estas razones se utiliza un valor menor para columnas que para vigas. A continuación, en la Tabla 23, se presentan los valores de ϕ especificados por la Norma E.060, utilizados en el análisis:

TABLA XXIII
Factores de reducción de resistencia

Solicitaciones en el elemento estructural	Factor de reducción
Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial de compresión con o sin flexión en elementos con refuerzo en estribo	0.70
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento en el concreto	0.70
Flexión, compresión, cortante y aplastamiento para concreto estructural simple	0.65

La resistencia requerida R_u se calcula aplicando los factores de carga apropiados a las cargas de servicio respectivas, como lo son la carga muerta, carga viva, carga sísmica, etc. Para el cálculo de los efectos de las cargas mayoradas, los factores de carga pueden aplicarse ya sea a las cargas de servicio directamente o a los efectos internos de las cargas calculados a partir de las cargas de servicio. A continuación, se indican los factores de carga utilizados en el análisis, de acuerdo a la Norma E.060:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

En donde:

CM : Carga Muerta

CV : Carga Viva

CS : Carga de Sismo

7.1.1 Diseño de losas. En el predimensionamiento, se eligieron losas aligeradas unidireccionales para todos los pisos, de espesor de 20 cm, peralte necesario para no verificarla por deflexiones.

Las losas están compuestas por viguetas de concreto armado, espaciadas 40 cm de eje a eje, con bloques de ladrillos como relleno que, a la vez, actúan como encofrado.

La losa aligerada en una dirección, se diseña para resistir requerimientos a flexión y corte, principalmente debido a cargas como el peso propio, cargas muertas como los acabados, sobrecargas reglamentarias, y elementos que se apoyen sobre ella.

La losa no resiste las cargas de sismo y su idealización para el diseño será la de un elemento lineal horizontal donde las vigas que la soportan se representan como apoyos simples.

Ejemplo de diseño de Losa aligerada

Como ejemplo de diseño, se propone la losa aligerada de las aulas del primer piso, el cual se presenta a continuación:

Metrado de cargas:

Carga muerta. $CM = 430 \text{ kg/m}^2$

- Peso propio = 300 kg/m^2
- Piso terminado = 100 kg/m^2
- Tarrajeo cielo raso = 30 kg/m^2

Carga viva. $CV = 250 \text{ kg/m}^2$

- Sobrecarga = 250 kg/m^2

La carga última por vigueta (con ancho tributario de 0.40 m), viene dado por:

$$W_{U.VIGUETA} = W = (1.4 * 0.43 \text{ T/m}^2 + 1.7 * 0.25 \text{ T/m}^2) * 0.4 \text{ m} = 0.4108 \text{ T/m}$$

En la Figura 61, se muestra el modelo estructural de vigueta de ancho tributario 0.40 m, considerando que las vigas son apoyos simples de la losa.

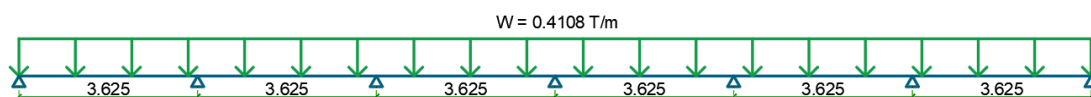


Fig. 61 Modelo de Análisis de vigueta en losa aligerada de aulas en el primer piso

Para calcular los momentos positivos y negativos de la vigueta, se usará el método de los coeficientes, ya que se cumple con las condiciones que se mencionan en la norma E.060. Así tenemos, en la Tabla 24 y 25, los coeficientes para los momentos positivos y negativos, respectivamente.

TABLA XXIV

Coeficientes para momento positivo

MOMENTOS POSITIVOS	
Tramos extremos	
El extremo discontinuo no está restringido	1/11
El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo	1/14
Tramos interiores	1/16

TABLA XXV

Coeficientes para momento negativo

MOMENTOS NEGATIVOS	
Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior	
Dos tramos	1/9
Más de dos tramos	1/10
Momento negativo en las demás caras de apoyos interiores	1/11
Momento negativo en la cara de todos los apoyos para losas con luces que no excedan de 3 m y vigas en las cuales el cociente entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del tramo	1/12
Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para los elementos contruidos monolíticamente con sus apoyos	
Cuando el apoyo es una viga de borde	1/24
Cuando el apoyo es una columna	1/16

Teniendo como fórmula, para los momentos, la siguiente expresión:

$$M=n*W*L_n^2$$

Dónde:

M : Momento positivo o negativo, de ser el caso.

n : Coeficiente.

W : Carga última de vigueta.

L_n : Longitud de luz libre del tramo.

Así tenemos, en la Figura 62, el modelo de la vigueta con los coeficientes respectivos en cada apoyo y tramo, para el cálculo de los momentos positivos y negativos.



Fig. 62 Coeficientes adimensionales para el cálculo de momentos últimos

Momentos positivos:

$$\frac{W \cdot L_n^2}{11} = \frac{(0.4108)(3.625)^2}{11} = 0.491 \text{ T-m}$$

$$\frac{W \cdot L_n^2}{16} = \frac{(0.4108)(3.625)^2}{16} = 0.337 \text{ T-m}$$

Momentos negativos:

$$\frac{W \cdot L_n^2}{24} = \frac{(0.4108)(3.625)^2}{24} = 0.225 \text{ T-m}$$

$$\frac{W \cdot L_n^2}{10} = \frac{(0.4108)(3.625)^2}{10} = 0.540 \text{ T-m}$$

$$\frac{W \cdot L_n^2}{11} = \frac{(0.4108)(3.625)^2}{11} = 0.491 \text{ T-m}$$

La distribución de resultados de momentos obtenidos, positivos y negativos, se muestran en la Figura 63.



Fig. 63 Momentos últimos en T-m, por el método de los coeficientes

Se procede con el cálculo del área de acero para cada momento positivo y negativo; las Tablas 26 y 27, resumen todas las iteraciones calculadas para llegar al valor del área de acero correspondiente a cada momento.

TABLA XXVI

Acero de refuerzo por momentos positivos

$M_u^+ = 0.491 \text{ T-m}$		$M_u^+ = 0.337 \text{ T-m}$	
a (cm)	As(cm ²)	a (cm)	As(cm ²)
3.400	0.849	3.400	0.583
0.499	0.775	0.343	0.530
0.456	0.774	0.312	0.530
0.455	0.774	0.312	0.530
0.455	0.774	0.312	0.530

TABLA XXVII

Acero de refuerzo por momentos negativos

$M_u=0.225$ T-m		$M_u=0.540$ T-m		$M_u=0.491$ T-m	
a (cm)	As(cm2)	a (cm)	As(cm2)	a (cm)	As(cm2)
3.400	0.389	3.400	0.933	3.400	0.849
0.915	0.360	2.196	0.898	1.997	0.811
0.846	0.359	2.113	0.896	1.909	0.809
0.845	0.359	2.108	0.896	1.904	0.809
0.845	0.359	2.107	0.896	1.903	0.809

Analizando los resultados, podemos concluir que la viga se trabajará como una sección rectangular, ya que el valor de a para el máximo momento positivo calculado (0.491 T-m), es mucho menor que el espesor de la losa ($h_f = 5$ cm).

Además, tenemos que considerar el área de acero mínimo, dado por la siguiente expresión:

$$A_{s\text{ mín}} = 0.80 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d = 0.80 \frac{\sqrt{210}}{4200} 10 * 17 = 0.469 \text{ cm}^2$$

De los resultados anteriores, obtenemos las áreas de acero de refuerzo para el aligerado, con sus respectivas varillas de acero seleccionadas, mostradas en la Figura 64.

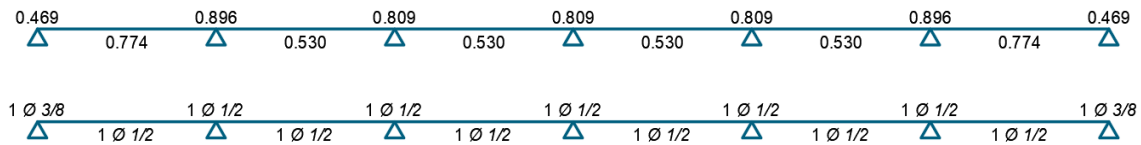


Fig. 64 Áreas de acero, en cm², y sus varillas seleccionadas respectivas en pulgadas

En la Figura 65, se muestra la distribución de aceros y las longitudes de corte de cada varilla.

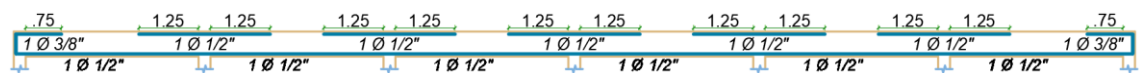


Fig. 65 Distribución y longitud de varillas de acero, en metros, de losa aligerada

Se realiza el diseño por fuerza cortante, también por el método de los coeficientes, indicado en la norma E.060. Como la viga es simétrica, solo tenemos dos cortantes actuantes:

$$V_{c1} = \frac{W_u L_n}{2} = \frac{0.4108 * 3.625}{2} = 0.745 \text{ T}$$

$$V_{c2} = 1.15 \frac{W_u L_n}{2} = 1.15 \frac{0.4108 * 3.625}{2} = 0.856 \text{ T}$$

El cortante resistente se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f_c} b_w d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 * 10^{-3}$$

$$\phi V_c = 1.11 \text{ T}$$

Al valor máximo de la fuerza cortante actuante calculada, se le resta un cortante calculado a una distancia igual al peralte efectivo d , medido desde el apoyo; este nuevo valor, se compara con el cortante resistente.

$$V_{\text{diseño}} = V_{c2} - W_u d = 0.856 - 0.4108 * 0.17 = 0.79 \text{ T}$$

Observamos que el valor de $V_{\text{diseño}}$ es menor que el cortante resistente ϕV_c , por lo que se verifica el diseño, y la sección queda definida son requerimiento de ensanches.

Por último, se calcula el acero de temperatura:

$$A_{st} = 0.0018 b_w h = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas de 1/4" cada 25 cm como refuerzo de temperatura:

$$1\phi \text{ 1/4" @ 25cm}$$

7.1.2 Diseño de vigas. Las vigas, son elementos encargados de soportar y transmitir las cargas que soporta el aligerado, además de resistir las solicitaciones sísmicas de la edificación.

Ejemplo de diseño de Viga

Como ejemplo de diseño, tomaremos la viga VP-01, ubicada en los ejes 2, 4 y 6 entre los ejes A y C, del primer y segundo nivel. Las dimensiones de la viga son: 25 cm de ancho y 65 cm de peralte. En la Figura 66, se muestra una elevación del eje 2 del modelo tridimensional de la estructura, donde se aprecia la ubicación de la viga a diseñar.



Fig. 66 Elevación del eje 02 y ubicación de la viga VP-01 a diseñar

En la Figura 67, se muestra el diagrama de envolvente de momentos flectores para la viga a diseñar y, en la Figura 68, se muestra el diagrama de envolvente de fuerzas cortantes.

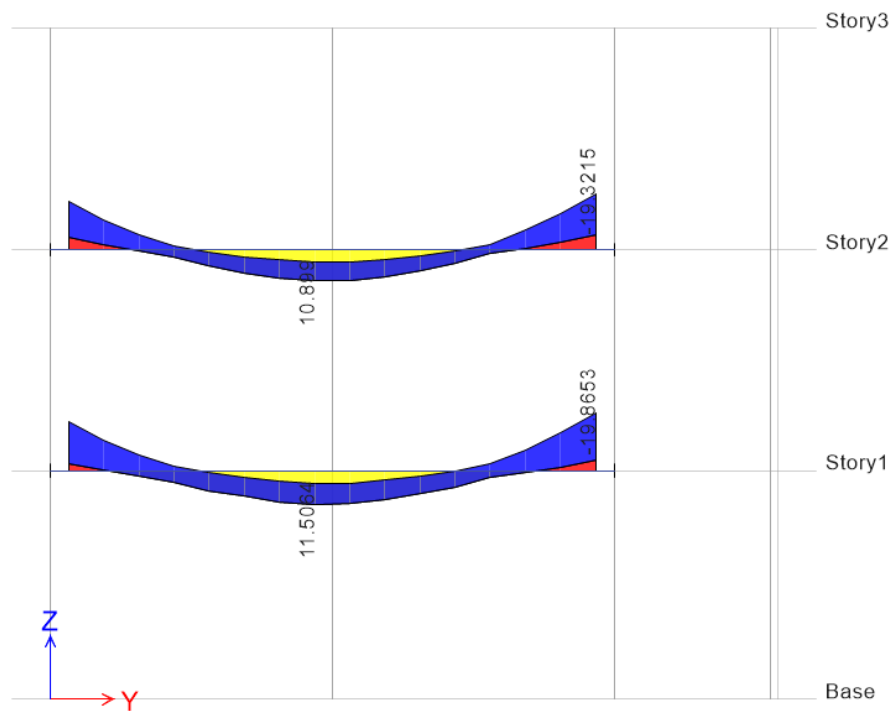


Fig. 67 Diagrama de envolvente de momentos flectores VP-01

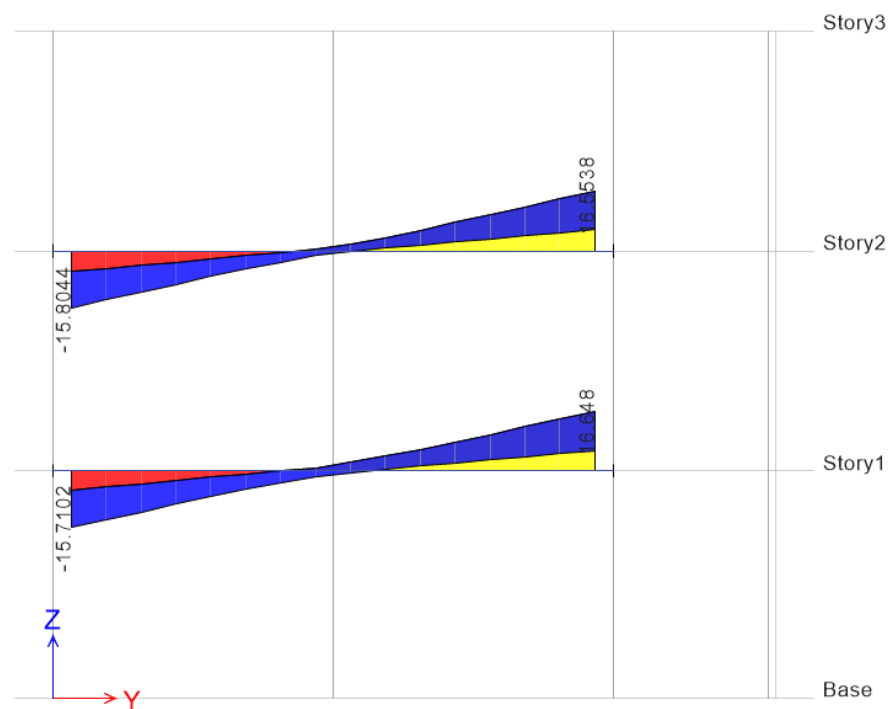


Fig. 68 Diagrama de envolvente de fuerzas cortantes VP-01

Tomamos la viga del primer piso, por ser el más desfavorable, para el diseño. En la Figura 69, se muestran los datos de la envolvente de momentos y fuerzas cortantes necesarios para el diseño de la viga.

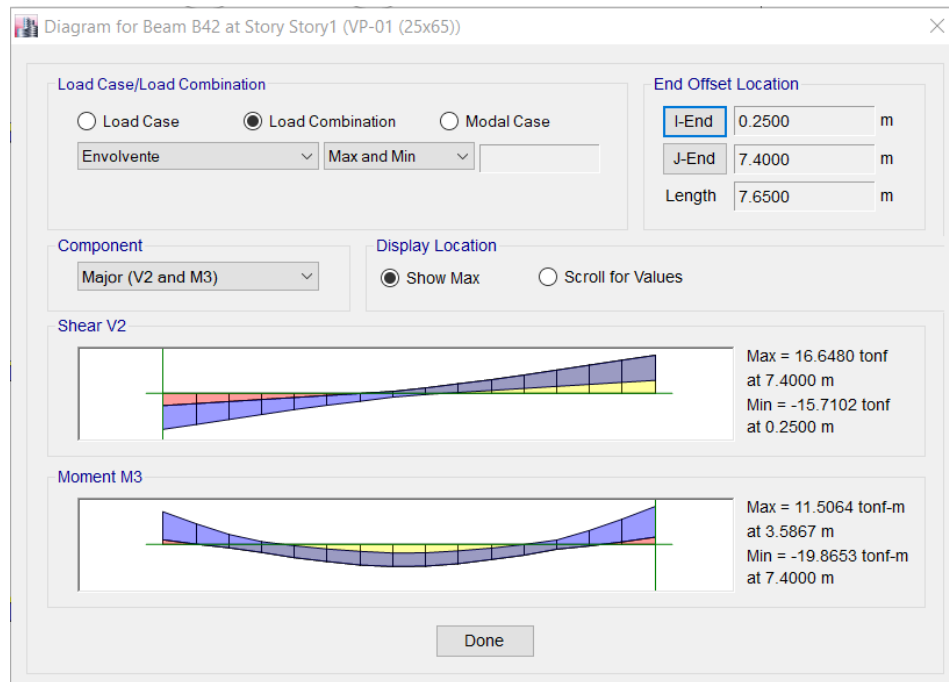


Fig. 69 Datos de envolvente de momentos flectores y fuerzas cortantes de la viga VP-01

De las figuras anteriores, obtenemos los siguientes datos:

Momento máximo negativo apoyo izquierdo	= 17.065 T-m
Momento máximo negativo apoyo derecho	= 19.865 T-m
Momento máximo positivo central	= 11.506 T-m
Cortante máximo apoyo izquierdo	= 15.710 T
Cortante máximo apoyo derecho	= 16.648 T

El momento máximo de la sección de la viga, viene dado por:

$$M_{\max} = \phi \left[0.85 f_c a_{\max} b \left(d - \frac{a_{\max}}{2} \right) \right]$$

El valor de $a_{\max}$, es el siguiente:

$$a_{\max} = 0.75 \beta_1 \frac{6000}{6000 + f_y} d = 0.75 * 0.85 * \frac{6000}{6000 + 4200} * 60 = 22.5 \text{ cm}$$

$$\therefore M_{\max} = 0.9 \left[0.85 * 210 * 22.5 * 25 \left(60 - \frac{22.5}{2} \right) \right] * 10^{-5} = 44.05 \text{ T-m}$$

Ninguno de los momentos obtenidos es mayor que el momento máximo, por lo que se diseñará simplemente armada en sus respectivas secciones.

Para el cálculo de área de acero, utilizaremos el método de los tanteos, utilizando las siguientes fórmulas:

$$M_u = \phi M_n, A_s = M_n / [f_y (d - a/2)], a = A_s f_y / (0.85 f_c b)$$

Se procede con el cálculo del área de acero para cada momento positivo y negativo; las Tablas 28 y 29, resumen todas las iteraciones calculadas para llegar al valor del área de acero correspondiente a cada momento.

TABLA XXVIII

Acero de refuerzo por momento positivo

$$M_u^+ = 11.506 \text{ T} - \text{m}$$

$$M_n^+ = 12.784 \text{ T} - \text{m}$$

a (cm)	As(cm2)
12.000	5.637
5.305	5.308
4.996	5.294
4.982	5.293
4.982	5.293

TABLA XXIX

Acero de refuerzo por momentos negativos

$M_u^- = 17.065 \text{ T} - \text{m}$		$M_u^- = 19.865 \text{ T} - \text{m}$	
$M_n^- = 18.961 \text{ T} - \text{m}$		$M_n^- = 22.072 \text{ T} - \text{m}$	
a (cm)	As(cm2)	a (cm)	As(cm2)
12.000	8.360	12.000	9.732
7.868	8.052	9.160	9.483
7.579	8.031	8.925	9.463
7.559	8.030	8.906	9.461
7.558	8.030	8.904	9.461

Calculamos el área de acero mínimo:

$$A_{s \min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d = 0.7 \frac{\sqrt{210}}{4200} * 25 * 60 = 3.62 \text{ cm}^2$$

El refuerzo será de 2 ϕ 3/4” en la parte superior e inferior en toda la viga, adicional, bastones de 2 ϕ 5/8” en la zona de los apoyos (9.66 cm²), cumpliendo con las áreas de acero calculadas.

Para el diseño por corte, procedemos a calcular la resistencia al corte del concreto para la viga:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d = 0.53 \sqrt{210} * 25 * 60 * 10^{-3} = 11.52 \text{ T}$$

Para el cortante nominal, tomamos el cortante último más desfavorable, 16.65 T.

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{16.65}{0.85} = 19.59 \text{ T}$$

Como el cortante nominal es mayor que el cortante del concreto, calculamos el cortante del acero:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{16.65}{0.85} - 11.52 = 8.07 \text{ T}$$

Tenemos que $V_c < V_n$ y $V_s < 2V_c$; considerando estribos de ϕ 3/8”, tenemos:

$$s = \frac{2A_{est} f_y d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 60}{8.07} * 10^{-3} = 44.34 \text{ cm}$$

Tomamos las recomendaciones del RNE en la norma E.060, para el espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento y fuera de la zona de confinamiento, mostrados en la Tabla 30.

TABLA XXX	
Separación máxima de estribos en viga VP-01	
S para zona conf.	
d/4	15.00 cm
10db	12.70 cm
24d estribo	22.86 cm
30 cm	30.00 cm
S fuera zona conf.	
d/2	30.00 cm
30 cm	30.00 cm

La longitud para la zona de confinamiento, viene dado por:

$$L_0=2h=2*0.65=1.30 \text{ m}$$

Por lo que el diseño por corte, queda con la siguiente configuración de estribos: $\phi 3/8$: 1@0.05, 13@0.10, R@0.25 m.

7.1.3 Diseño de columnas. Las columnas, son elementos estructurales que soportan cargas que combina la flexión (debido a fuerzas sísmicas) y compresión (provenientes de las vigas y losas), denominadas de flexo-compresión, con la finalidad de transmitir las a la cimentación.

El diseño de las columnas, se realizan por flexo-compresión y por corte.

Ejemplo de diseño de columna

Como ejemplo de diseño, tomaremos la columna C1, ubicada en la intersección del eje 4 y del eje A, del primer nivel. La columna es de tipo T, y sus dimensiones son: 90x50x25 cm.

En la Tabla 31, se muestran las cargas de diseño para la columna.

TABLA XXXI							
Cargas de diseño para la columna C1, obtenidos del ETABS							
Piso	Columna	Load Case/ Combo	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Story1	C1	Dead	-16.722	0.104	0.000	0.000	0.119
Story1	C1	CV	-13.884	0.302	0.000	0.000	0.327
Story1	C1	CM	-34.163	0.764	0.019	0.031	0.804
Story1	C1	CVT	-2.257	0.033	0.000	0.000	0.034
Story1	C1	ESP X-X Max	0.001	0.000	11.365	24.271	0.001
Story1	C1	ESP Y-Y Max	5.746	2.544	0.516	0.972	4.831

En la Tabla 32, se muestran los resultados a las combinaciones de carga de acuerdo con lo dispuesto por la norma E.060. M2 y V2 corresponden al momento flector y fuerza cortante en la dirección 2-2 del elemento, M3 y V3 corresponden al momento flector y fuerza cortante en la dirección 3-3 del elemento.

TABLA XXXII

Combinaciones de carga actuantes en la columna C1, obtenidos del ETABS

Piso	C.	Load Case/ Combo	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Story1	C1	1.4CM + 1.7CV	-98.679	1.785	0.027	0.043	1.905
Story1	C1	1.25(CM + CV) + SX Max	-83.782	1.504	11.390	24.309	1.605
Story1	C1	1.25(CM + CV) + SX Min	-83.783	1.504	-11.341	-24.233	1.604
Story1	C1	1.25(CM + CV) + SY Max	-78.036	4.048	0.540	1.010	6.435
Story1	C1	1.25(CM + CV) + SY Min	-89.529	-1.040	-0.492	-0.933	-3.226
Story1	C1	0.9 CM + SX Max	-45.796	0.781	11.383	24.298	0.831
Story1	C1	0.9 CM + SX Min	-45.797	0.781	-11.348	-24.243	0.830
Story1	C1	0.9 CM + SY Max	-40.050	3.325	0.533	0.999	5.661
Story1	C1	0.9 CM + SY Min	-51.542	-1.763	-0.498	-0.944	-4.000

Se propone una distribución de acero, mostrado en la Figura 70, tomando como referencia la cuantía mínima de 1% para la sección.

Distribución de acero propuesta: 16 $\phi 3/4''$

Área de acero: $A_s = 45.44 \text{ cm}^2$

Área de la sección de la columna: $A_g = 2875 \text{ cm}^2$

Cuantía de acero en la columna: 1.5805%

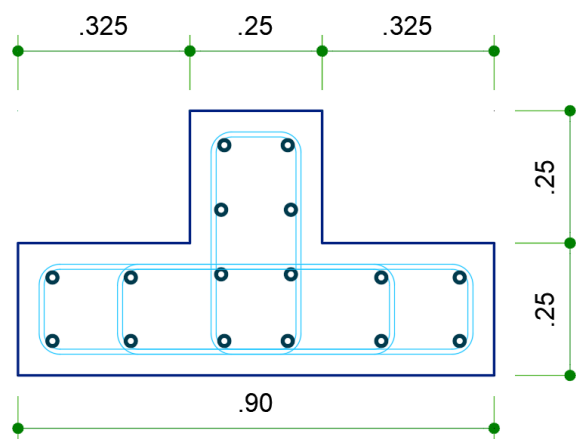


Fig. 70 Refuerzo longitudinal de $\phi 3/4''$ propuesto para la columna C1

Con la sección y distribución de acero propuesta definidas, se procede al cálculo del diagrama de interacción correspondiente, pudiendo determinarse de forma programable en hojas de cálculo de Excel o bien extrayendo los datos del programa ETABS donde se ha modelado la estructura.

Un diagrama de interacción se compone de un conjunto de puntos en un plano cartesiano, que forman una curva límite para la resistencia de una sección de una columna a diferentes combinaciones de carga; estos puntos están conformados por un par ordenado de momento y fuerza axial en las abscisas y ordenadas, respectivamente. Los valores de los momentos y fuerzas axiales se calculan partiendo de las deformaciones unitarias de los elementos alineados en una fila perpendicular al peralte efectivo “d” de la columna, que depende del eje de análisis, estos elementos son las varillas de acero, que trabajan a compresión y tracción dependiendo de su ubicación con respecto al eje neutro “c”, cuyo valor es la variable independiente en el cálculo de los diagramas de interacción. Las deformaciones unitarias, nos brindan los valores de esfuerzos, y éstas los valores de fuerzas de los elementos alineados, adicionando también el esfuerzo a la compresión que soporta una zona del concreto sobre el eje neutro de la sección: $a=\beta_1*c$, teniendo en consideración al esfuerzo de fluencia del acero f_y como límite para el esfuerzo del acero colocado calculado a partir de su deformación unitaria; donde las fórmulas para hallar los esfuerzos y las fuerzas en las líneas de acero son:

$$f_s=E_s\varepsilon_s; F_s=A_s f_s$$

Donde:

f_s : Esfuerzo del acero.

E_s : Módulo de elasticidad del acero.

ε_s : Deformación unitaria del acero.

F_s : Fuerza axial del acero.

A_s : Área de la línea de acero.

Las fuerzas calculadas, aplicadas en el centroide plástico, generan los momentos, y la sumatorias de cada uno de éstos, generan el par ordenado de puntos para diferentes valores del eje neutro, que definen el diagrama de interacción nominal; pero se deben multiplicar los valores por un factor de reducción ϕ que no es constante y depende de la deformación unitaria de la última línea de acero a tracción, obteniendo así el diagrama de interacción reducido sobre el cual se evalúan si los valores de combinaciones de carga de momento y fuerza axial, que se calculan para el elemento seleccionado, caen dentro, para una aprobación de diseño o caen afuera, para un aumento de acero.

Para este trabajo, se extraen los datos de momentos y fuerzas axiales que proporciona el programa sobre la sección definida, y se llevan a una hoja de cálculo de Excel para elaborar gráficamente los diagramas de interacción, para ambos ejes.

En las Figuras 71 y 72, se muestran los diagramas de interacción de la columna para las direcciones X-X y Y-Y, con las combinaciones de cargas actuantes mostradas en la Tabla 30.

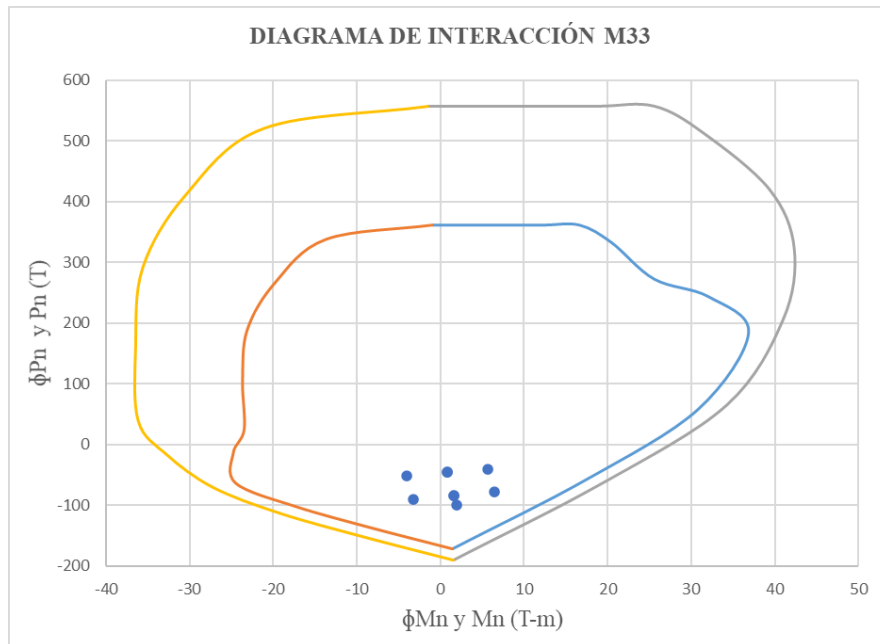


Fig. 71 Diagrama de interacción de la columna C1, dirección X-X

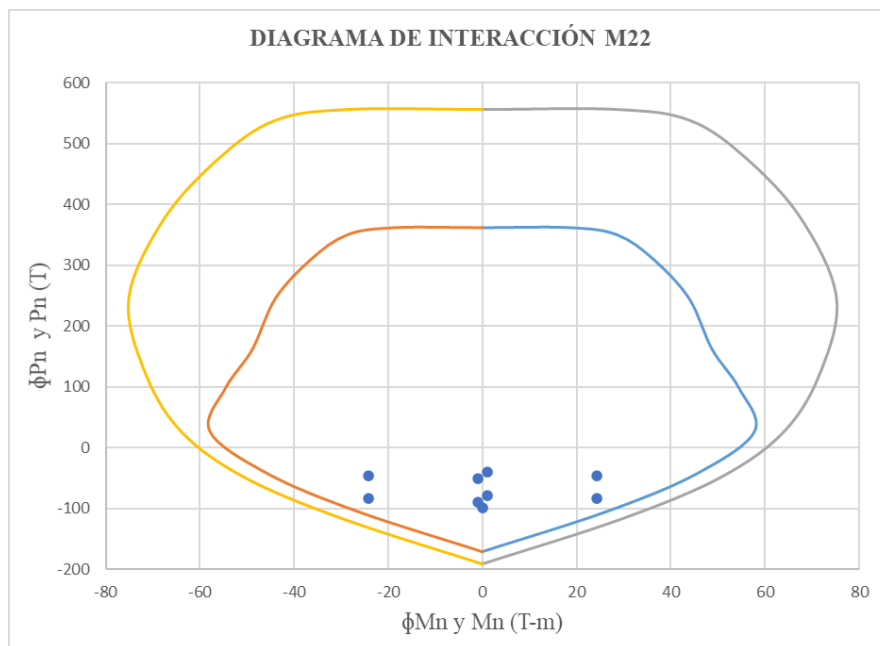


Fig. 72 Diagrama de interacción de la columna C1, dirección Y-Y

Se verifica, a través de los diagramas obtenidos, que todos los puntos de las combinaciones de carga se encuentran dentro de los diagramas de interacción, por lo cual, el diseño y distribución de acero propuesta es satisfactorio.

El diseño por corte, calculamos el cortante actuante, que se halla con los momentos nominales en los extremos sacados de los diagramas de interacción:

$$V_{u(x-x)} = \frac{25+25}{2.45} = 20.41 \text{ T}$$

$$V_{u(y-y)} = \frac{53+53}{2.45} = 43.27 \text{ T}$$

El mayor de los valores calculados, se toma como el cortante actuante para el diseño por corte de la columna.

El valor de la resistencia al cortante proporcionada por el concreto para la dirección Y-Y es de:

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \sqrt{f_c} b_w d$$

$$V_{c (y-y)} = 18.18 \text{ T}$$

Se observa que el concreto resiste todos los cortantes obtenidas del ETABS, mostrado en la Tabla 30, por lo que se colocará estribaje mínimo, usando acero de $\phi 3/8''$.

En la Tabla 33, se muestra el resumen de los cálculos para la obtención de la separación de estribos, tanto para la zona de confinamiento, como para fuera de la misma; estos cálculos, se realizaron según los criterios de separación máxima de la norma E.030 del RNE.

TABLA XXXIII

Separación máxima de estribos en C1

S para zona conf.	
Min (bw ó h)/2	12.50 cm
8db	15.24 cm
10 cm	10.00 cm
S fuera zona conf.	
d/2	22.00 cm
30 cm	30.00 cm

La longitud para la zona de confinamiento, viene dado por el valor máximo de los mostrados en el Tabla 34.

TABLA XXXIV

Longitud de confinamiento en C1

Lo (long. conf.)	
Luz libre/6<	40.83 cm
max(bw ó h)<	90.00 cm
50 cm<	50.00 cm

Por lo que el diseño por corte, queda con la siguiente configuración de estribos: $\phi 3/8''$: 1@0.05, 9@0.10, R@0.20 m.

7.1.4 Diseño de muros de albañilería confinada. Los muros portantes de albañilería confinada, son aquellos que soportan cargas verticales, que son transmitidas a la cimentación, además de fuerzas cortantes; esta albañilería, es reforzada con elementos de concreto armado (vigas y columnas) en todo su perímetro, además de ser arriostrada por diafragmas rígidos de piso.

Los muros modelados en el programa ETABS para la estructura en estudio, ya tiene un espesor definido ($t=0.25$ m), por lo que se procede a realizar las verificaciones dispuestas por la norma E.070 de albañilería. Las verificaciones se realizarán para los muros del primer piso.

Verificación del esfuerzo axial máximo

Se realiza esta verificación, para el esfuerzo axial máximo producido por la carga de gravedad máxima de servicio (P_m). Las cargas de servicio, vienen dadas por la combinación del 100% de las cargas muertas más el 100% de las cargas vivas.

El esfuerzo axial máximo σ_m , debe ser inferior a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0.2 \cdot f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f'_m$$

Donde:

P_m : Carga de gravedad máxima de servicio

L : Longitud total del muro.

t : espesor efectivo del muro.

f'_m : resistencia característica a compresión axial de la albañilería.

h : altura libre entre los elementos de arriostre horizontales.

Con el valor de $f'_m=65$ kg/cm² para el ladrillo de arcilla King Kong industrial, y las características de dimensión de los muros de la estructura, se procede con los cálculos respectivos. En la Tabla 35, se muestran los datos y resultados obtenidos.

TABLA XXXV

Verificación del esfuerzo axial máximo

Piso	Pier	Load Case/Combo	P tonf	L m	h m	σ_m tonf/m ²	σ_{max1} tonf/m ²	σ_{max2} tonf/m ²
Story1	MY1	Servicio	100.4296	7.90	2.55	50.85	118.96	97.5
Story1	MY2	Servicio	147.7230	7.90	2.55	74.80	118.96	97.5
Story1	MY3	Servicio	147.7214	7.90	2.55	74.80	118.96	97.5
Story1	MY4	Servicio	102.1426	7.90	2.55	51.72	118.96	97.5

Como se observa en la tabla, los valores de σ_m son menores a los dos valores máximos calculados, por lo que pasa la verificación por esfuerzo axial.

Control de fisuración

Este control, se realiza para evitar que los muros se fisuren ante “sismos moderados”, por lo que se considerarán los resultados del análisis sísmico para un sismo moderado en el eje de los muros.

El sismo moderado “es aquél que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el «sismo severo»”. (Norma Técnica E.070 Albañilería del Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006, Artículo 22). Y, el sismo severo, es con el que se

diseña una estructura para la norma E.030, donde se utiliza el factor de reducción sísmica $R=3$, por lo que, para el sismo moderado, se realiza el análisis sísmico con el valor de $R=6$.

El valor a verificar por muro es el siguiente:

$$V_e \leq 0.55V_m$$

Donde:

V_e : Fuerza cortante producida por el sismo moderado.

V_m : Fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería.

El valor de V_m , viene se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_m = 0.5v'_m \alpha L + 0.23P_g$$

Donde:

v'_m : Resistencia característica a corte de la albañilería.

P_g : Carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida.

α : Factor de reducción de resistencia al corte por efecto de esbeltez, se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1$$

Donde:

V_e : Fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico ante sismo moderado.

M_e : Momento flector del muro obtenido de análisis elástico ante sismo moderado.

Con los datos exportados del ETABS a una hoja de cálculo de Excel, el valor de $v'_m = 8.1 \text{ kg/cm}^2$ para el ladrillo de arcilla King Kong industrial, y las características de dimensión de los muros de la estructura, se procede con los cálculos respectivos. En la Tabla 36, se muestran los datos y resultados obtenidos.

TABLA XXXVI

Verificación de la resistencia al cortante de la albañilería

Piso	Pier	Load Case/Combo	P_g tonf	V2 tonf	M3 tonf-m	α'	α	V_m tonf	$0.55V_m$ tonf
Story1	MY1	ESP Y-Y Max	93.83	53.59	344.09	1.230	1.00	101.57	55.86
Story1	MY2	ESP Y-Y Max	134.72	49.51	319.29	1.225	1.00	110.97	61.03
Story1	MY3	ESP Y-Y Max	134.71	49.84	321.21	1.226	1.00	110.97	61.03
Story1	MY4	ESP Y-Y Max	95.54	54.55	349.63	1.233	1.00	101.96	56.08

Observando la tabla anterior, se deduce que los valores de V2 (V_e), son menores a los obtenidos en $0.55V_m$, por lo que pasa la verificación.

Verificación de la resistencia al corte del edificio

Se realiza la verificación para el primer piso de la estructura, con la siguiente expresión:

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$$

Donde, el valor de V_{Ei} , es la fuerza cortante actuante en el entrepiso “i” de la estructura, debido al análisis para un sismo severo ($R=3$).

El valor de la sumatoria de V_m , lo obtenemos de la tabla 34, y el valor de V_E , del programa ETABS; así tenemos:

$$\sum V_{mi}=425.48 \text{ T}$$

$$V_{Ei}=387.33 \text{ T}$$

Por lo que, comparando resultados, concluimos que pasa la verificación.

Verificación de la necesidad de refuerzo horizontal en el muro

Calculamos las fuerzas internas para el diseño de los muros en cada entrepiso, para un sismo severo; estas fuerzas internas son los cortantes y momentos (V_{ui} , M_{ui}), éstos se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$V_{ui}=V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \wedge M_{ui}=M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

El factor de amplificación V_{m1}/V_{e1} , debe estar entre los valores:

$$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$$

En la Tabla 37, se muestran los valores obtenidos.

TABLA XXXVII

Fuerzas internas para sismo severo

V2	M3	Vm	Vm1/Ve1	Vm1/Ve1	Vu	Mu
tonf	tonf-m	tonf		real	tonf	tonf-m
53.59	344.09	101.57	1.90	2.00	107.19	688.18
49.51	319.29	110.97	2.24	2.24	110.97	715.62
49.84	321.21	110.97	2.23	2.23	110.97	715.24
54.55	349.63	101.96	1.87	2.00	109.11	699.26

Cada valor del cortante bajo sismo severo (V_u) es mayor igual a los respectivos valores para su resistencia al corte (V_m). Además, tenemos que los porcentajes de σ_m , con respecto al valor de f'_m , mostrados en la tabla 38, son mayores al 5% que indica la norma.

TABLA XXXVIII

Porcentaje de σ_m con respecto al f'_m

σ_m	
tonf/m2	%f'm
50.85	7.82%
74.80	11.51%
74.80	11.51%
51.72	7.96%

Se concluye que los muros del primer piso, deberán llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento, como lo indica la norma.

Colocamos dos varillas de $\phi 1/4''$, por lo que tenemos un área de acero de:

$$A_s = 2 * 0.32 = 0.64 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima es de 0.001, así que, procedemos a calcular el espaciamiento:

$$s = \frac{A_s}{0.001t} = \frac{0.64}{0.001 * 25} = 25.6 \text{ cm}$$

Por lo que, la distribución de acero queda: $2\phi 1/4'' @ 3$ hiladas.

7.1.5 Diseño de cimentación. Las cimentaciones, son las encargadas de recibir las cargas procedentes de los elementos verticales y de transmitirlos al terreno.

Para la estructura en estudio, se ha utilizado una zapata combinada continua para toda la estructura, siendo esta de concreto armado.

Para el cálculo de la distribución de presiones sobre el terreno se ha utilizado el programa SAFE, programa reconocido y destacado de la empresa CSI (Computers & Structures, Inc.), verificándose que estas presiones no excedan de la capacidad admisible del terreno. Así mismo se ha verificado las deformaciones de la estructura de fundación en el programa.

Las propiedades del suelo, necesarios para realizar el análisis de la cimentación por software, se obtienen mediante el procesamiento de datos obtenidos del Estudio de Mecánica de Suelos; éstos, se muestran en la Tabla 39.

TABLA XXXIX

Datos del Estudio de Mecánica de Suelos

ϕ	31.38 °
c	0.14 $\approx$ 0 (por ser arena)
γ_s	1.46 gr/cm3

Nota. Datos tomados del ensayo de corte directo del EMS, presentado en el anexo siguiente.

También, se considera un factor de seguridad de 3, y un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, tales como los sismos.

También consideramos un valor de la profundidad de la cimentación, de $D_f = 1.50\text{m}$, y del peralte de la cimentación de $h = 0.75 \text{ m}$.

Para hallar el valor de la capacidad última de carga, se utilizará el método de Terzaghi modificado por Vesic, cuya fórmula es la siguiente:

$$Q_{ult} = c * N_c * S_c * D_c + q * N_q * S_q * D_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma * D_\gamma$$

Donde:

Q_{ult} : Capacidad última de carga

c : Cohesión

γ : Peso unitario del suelo natural de desplante

γ_s : Peso unitario del suelo encima del nivel de cimentación

B : Ancho de zapata

q : Sobrecarga
 Nc, Nq, N γ : Factores de capacidad de carga
 Sc, Sq, S γ : Factores de forma
 Dc, Dq, D γ : Factores de profundidad

La capacidad admisible de carga (Q adm), se determina utilizando la siguiente expresión:

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

Así tenemos, la Tabla 40, con el resultado de la capacidad admisible de carga tanto para solicitaciones estáticas como para solicitaciones por carga sísmica, para la cimentación.

TABLA XL

Capacidad admisible para zapata corrida

Capacidad Admisible del Suelo						
Df =	1.50 m	Nc =	17.03	Sc =	1.33	Dc = 1.27
B =	2.00 m	Nq =	7.92	Sq =	1.29	Dq = 1.24
L =	2.80 m	Ny =	7.26	Sy =	0.71	Dy = 1.00
γ =	1.46 gr/cm3	Φ =	31.38	c =	0.00	FS est = 3.00
γ_s =	1.46 gr/cm3	Φ' =	22.13	c' =	0.00	Inc sis = 30%
Qadm est = 1.18 kg/cm2		Qadm sis = 1.53 kg/cm2				

En la Figura 73, se muestra la cimentación propuesta para la estructura.

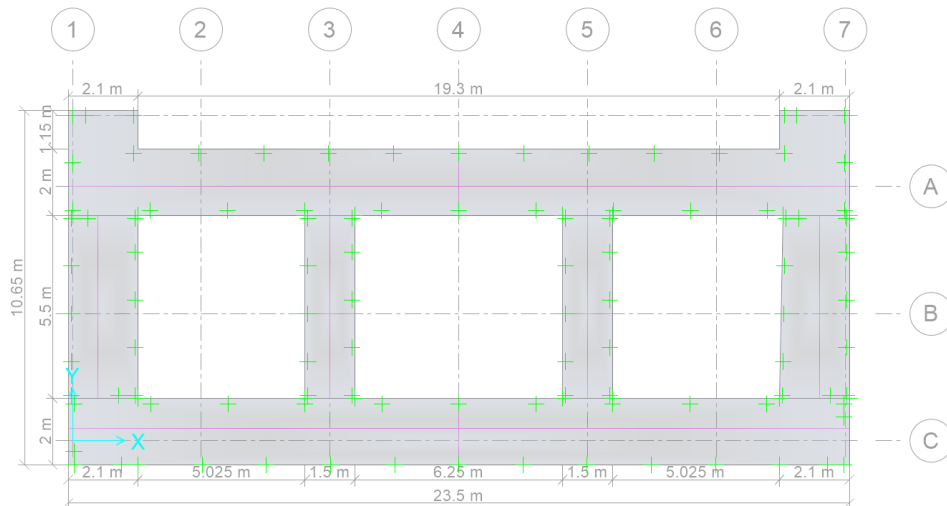


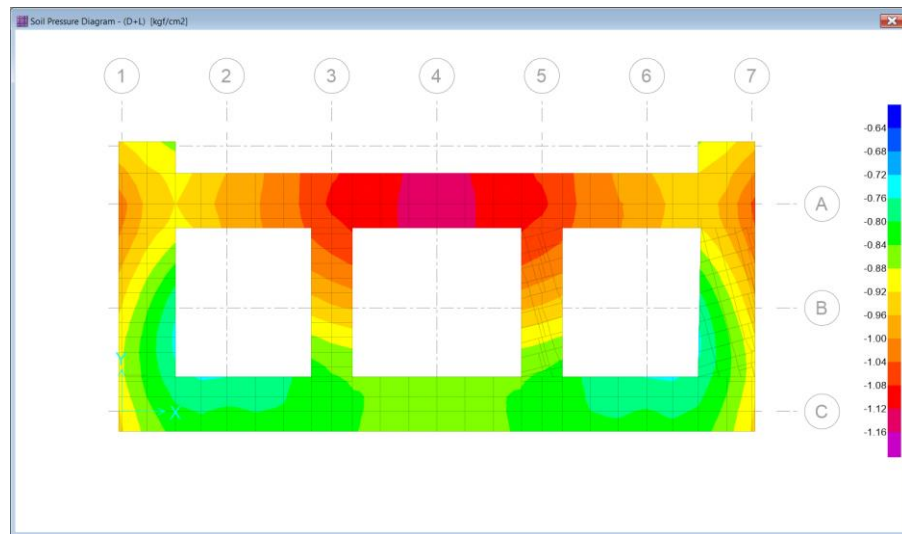
Fig. 73 Cimentación propuesta modelado en SAFE

Se verifica las presiones en el terreno debido a la cimentación y a las cargas de servicio. Para esto, se utilizarán combinaciones de carga establecidas en la norma E.060. Así tenemos:

- Combinación 1 : D + L
- Combinación 2 : D + L + 0.8Sx
- Combinación 3 : D + L – 0.8Sx
- Combinación 4 : D + L + 0.8Sy

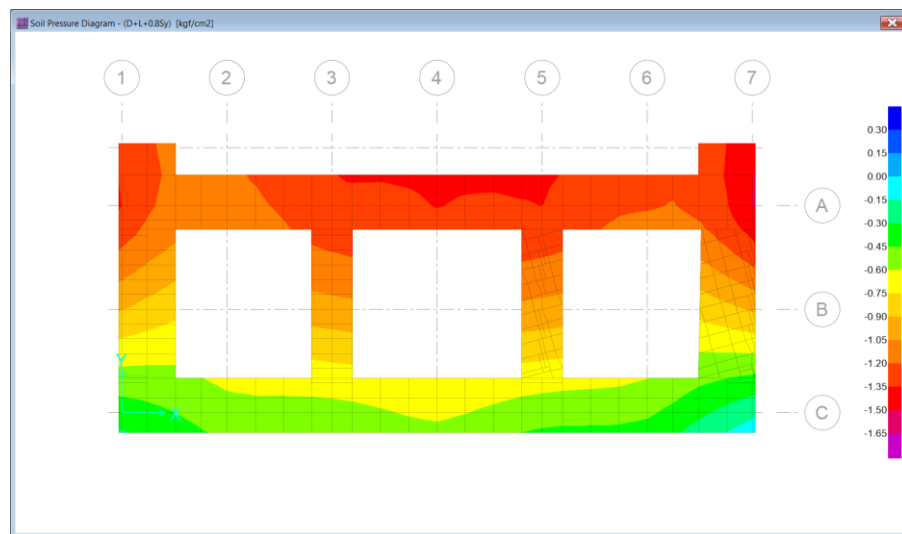
Combinación 5 : $D + L - 0.8S_y$

En las figuras 74 y 75, se muestran los resultados de presiones en el suelo, para la combinación de carga de servicio estática y servicio con carga dinámica, respectivamente.



Max = -0.752 kgf/cm² at [197.5 cm, 273.214 cm]; Min = -1.158 kgf/cm² at [1162.5 cm, 765 cm]

Fig. 74 Diagrama de presiones en el suelo: Combinación D+L



Max = -0.061 kgf/cm² at [2337.5 cm, -72.5 cm]; Min = -1.52 kgf/cm² at [2337.5 cm, 765 cm]

Fig. 75 Diagrama de presiones en el suelo: Combinación D+L+0.8Sy

Se verifica que las presiones no exceden la capacidad admisible del terreno.

Diseño por corte

Se propone como peralte de la cimentación, un valor de $h=0.75$ m. Se verifica, mediante el software SAFE, si el peralte considerado es suficiente para soportar la fuerza cortante en la cimentación.

En la Figura 76, se muestra un ejemplo de la parte interior de la cimentación, de 150 cm x 550 cm, para realizar la verificación.

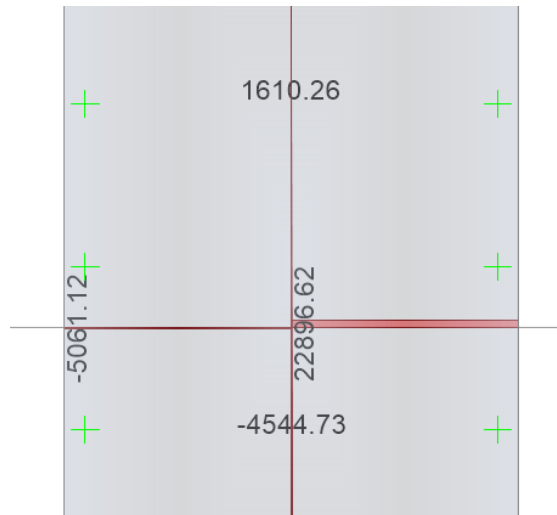


Fig. 76 Fuerza cortante máxima en zona de ejemplo

Se observa que, en el sentido longitudinal, se tiene una fuerza cortante máxima de 22896.62 kg.

La resistencia a cortante del concreto es de:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 150 * 65 = 63651 \text{ kg}$$

Por lo tanto, se verifica, que la sección considerada resiste la fuerza cortante por flexión.

Para la verificación por punzonamiento, se utiliza la herramienta “Show Punching Shear Design”, del software Etabs, donde, los valores obtenidos, se muestran en la Figura 77.

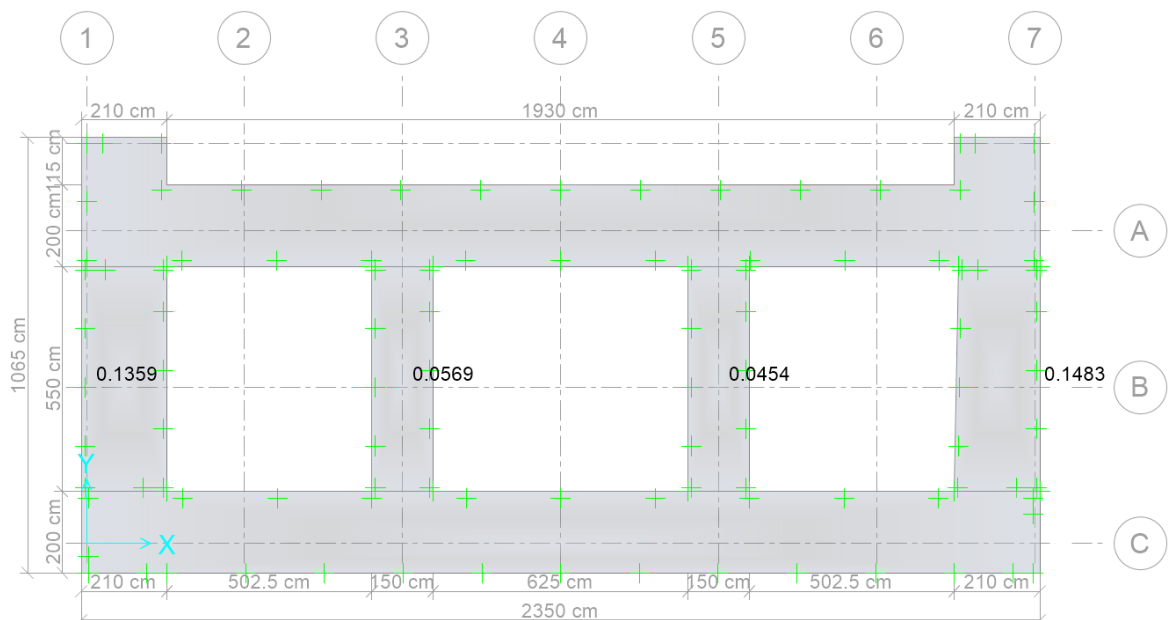


Fig. 77 Relación de cargas ejercidas y cargas resistentes para verificación por punzonado

Como vemos, los valores obtenidos son menores a 0.95, valor recomendado para el chequeo por punzonamiento, por lo que queda verificado.

Diseño por flexión

El diseño por flexión, se toma del software SAFE. Éste, mediante la herramienta “Show Slab Design”, permite calcular la cantidad de acero requerida para toda la cimentación.

De esta herramienta, obtenemos necesario un doble armado de parrilla de acero de la cimentación, con una distribución de acero de: $\phi 5/8'' @ 0.125$ m, tanto en la parte inferior como en la parte superior.

7.1.6 Diseño de tabiques de albañilería

Los tabiques son elementos de división o de cierre perimetral, los cuales no conforman parte de la estructura resistente de una edificación, solo deben resistir cargas provenientes del peso propio y las que origine una fuerza sísmica sobre él.

Los tabiques considerados en la edificación, son de ladrillos King Kong artesanal tipo II, y sus elementos de confinamiento son columnas y vigas de concreto armado.

Ejemplo de diseño de tabiques de albañilería

Se toma de ejemplo, el muro que se encuentra sobre el eje A, entre los ejes 3 y 4, cuyas características, son las siguientes:

Largo	: 1.95 m
Altura	: 1.55 m
Espesor	: 0.15 m
γ_m	: 1800 kg/m ³

Los procedimientos a seguir, son tomados de lo indicado por las Normas E.070 de Albañilería y E.030 de Diseño Sismorresistente.

Se procede con el cálculo del momento flector distribuido por unidad de longitud, producido por fuerza sísmica perpendicular al plano del muro, mediante la siguiente expresión:

$$M_s = m * w * a^2$$

Donde:

m: Coeficiente de momento, indicado en la Tabla 12 de la norma E.070.

a: Dimensión crítica del paño de albañilería, indicado en la Tabla 12 de la norma E.070.

Así tenemos, los valores de $m = 0.0664$ y el valor de $a = 1.55$. El valor de w , se calcula mediante la siguiente expresión:

$$w = 0.80 * Z * U * C_1 * \gamma * e$$

$$w = 0.80 * 0.45 * 1.5 * 1.3 * 1800 * 0.15 = 189.54 \text{ kg/m}^2$$

Entonces tenemos:

$$M_s = 0.0664 * 189.54 * 1.55^2 = 30.24 \text{ kg-m/m}$$

Calculamos el esfuerzo normal producido por el momento flector M_s :

$$f_m = \frac{6M_s}{t^2} = \frac{6 * 30.24}{15^2} = 0.81 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo resultante del momento flector, f_m , es menor que el esfuerzo admisible por flexión para albañilería simple ($f_t = 1.5 \text{ kg/cm}^2$), por lo que el muro resiste al sismo, según lo estipulado por la norma.

Se prosigue con el diseño de las columnetas, éstas reciben fuerzas actuantes en el paño del muro. La columneta tiene una dimensión de 25 cm x 15 cm.

El diseño por flexión corresponde a:

$$M_u = w * \frac{l * h^2}{2} = 189.54 * \frac{1.95 * 1.55^2}{2} = 443.99 \text{ kg-m}$$

En la Tabla 41, se realizan los cálculos respectivos para el área de acero.

TABLA XLI

Acero de refuerzo por momentos último de sismo

$M_u = 0.444 \text{ T - m}$	
a (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$
2.200	1.186
1.117	1.125
1.059	1.122
1.056	1.122
1.056	1.122

Por lo que eligen dos varillas de 3/8" para cada lado de la columna, así tenemos 4 ϕ 3/8" para la columneta.

El diseño por corte viene dado por:

$$V_u = w * l * h = 189.54 * 1.95 * 1.55 = 0.573 \text{ T}$$

El cortante resistente del concreto:

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{f'_c} b_w d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 11 = 1.80 \text{ T}$$

Como el cortante producto de la carga sísmica es menor que el cortante resistente del concreto, se colocará estribaje mínimo: [] ϕ 6mm: 1@0.05, 5@0.10, R@0.15 m.

Para el acero de la vigueta, se considera acero mínimo, ya que solo soportará su peso propio; la sección de la vigueta es de 15 cm x 15 cm, y su acero mínimo:

$$A_{s \text{ min}} = \left(\frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} \right) * 15 * 11 = 0.40 \text{ cm}^2$$

Por lo que se colocarán 2 ϕ 3/8", y estribos con la misma configuración de la columneta: S ϕ 6mm: 1@0.05, 5@0.10, R@0.15 m.

7.2 Estudio de mecánica de suelos

7.2.1 Objetivo del estudio

El objetivo del estudio de mecánica de suelos, es el de evaluar las características del terreno en donde se proyectan las cimentaciones de las diferentes estructuras que forman parte del proyecto, con la finalidad de establecer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, tales como granulometría, límites de Atterberg, humedad natural, peso unitario y capacidad portante admisible, mediante pruebas de campo y ensayos de laboratorio. Así mismo, determinar el perfil estratigráfico del suelo, establecer la profundidad de cimentación, determinar el nivel de aguas freáticas o establecer su ausencia al nivel de fundación proyectado, cuantificar la magnitud de los probables asentamientos o evaluar la posibilidad de ocurrencia de potenciales problemas geotécnicos. Todas estas pruebas y ensayos se basarán en la Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Finalmente teniendo los resultados obtenidos en campo y en los ensayos de laboratorio, se formulará recomendaciones para el diseño de las cimentaciones, con el fin de garantizar en una forma técnica, funcional y económica la estabilidad de la edificación.

7.2.2 Ubicación y descripción del área en estudio

El terreno en materia de la presente tesis, tiene la siguiente ubicación política y geográfica:

Región : Ica

Provincia : Ica

Distrito : Los Aquijes

Localidad : Centro Poblado El Arenal

Dirección : Calle Sebastian Barranca S/N

7.2.3 Técnicas de investigación de campo

Las técnicas de investigación de campo aplicables a los estudios de mecánica de suelos son las indicadas en la tabla N° 2 de la Norma RNE E.050, la cual se muestra a continuación.

Tabla XLII

Técnicas de exploración de campo

Descripción	Norma aplicable
SUELOS. Método de ensayo de penetración estándar SPT.	NTP 339.133
SUELOS. Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos SUCS).	NTP 339.134
SUELOS. Método de ensayo estándar para la densidad y peso unitario del suelo in situ mediante el método del cono de arena.	NTP 339.143
SUELOS. Métodos de ensayos estándar para densidad in situ del suelo y suelo agregado por medio de métodos nucleares (profundidad superficial).	NTP 339.144

SUELOS. Ensayo de penetración cuasi-estática profunda de suelos con cono y cono de fricción (CPT).	NTP 339.148
SUELOS. Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual – manual.	NTP 339.150
SUELOS. Método de ensayo normalizado para la capacidad portante del suelo por carga estática y para cimientos aislados.	NTP 339.153
SUELOS. Método normalizado para ensayo de corte por veleta de campo de suelos cohesivos.	NTP 339.155
SUELOS. Método de ensayo normalizado para la auscultación con penetrómetro dinámico ligero de punta cónica (DPL).	NTP 339.159
SUELOS. Práctica para la investigación y muestreo de suelos por perforaciones con barrena.	NTP 339.161
SUELOS. Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción.	NTP 339.162
SUELOS. Método de ensayo normalizado de corte por veleta en miniatura de laboratorio en suelos finos arcillosos saturados.	NTP 339.168
SUELOS. Práctica normalizada para la perforación de núcleos de roca para la investigación del sitio.	NTP 339.173
SUELOS. Método de ensayo normalizado para la medición de la densidad de suelos y rocas in-situ por el método de reemplazo con agua en un pozo de exploración.	NTP 339.253
SUELOS. Métodos de ensayo estándar para la determinación de la densidad y peso unitario de suelos in situ por el método del balón de jebes.	NTP 339.256
Método de ensayo normalizado para la medición del potencial de colapso de suelos.	NTP 339.163
Cono Dinámico Superpesado (DPSH) - ver ANEXO II	(ver ANEXO III)
Método de ensayo estándar para pruebas de integridad de impacto con baja deformación en cimentaciones profundas (<i>Standard test method for low strain impact integrity testing of deep foundations</i>)	ASTM D5882
Métodos de ensayo estándar para cimentaciones profundas bajo carga lateral (<i>Standard test methods for deep foundations under lateral load</i>)	ASTM D3966

Para el presente proyecto se usarán el Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos SUCS) y la Descripción e identificación de suelos (procedimiento visual-manual), así mismo se aplicará la Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción.

Para la aplicación de las técnicas de investigación de campo se usarán pozos o calicatas que permitirán la observación directa del terreno, así como la toma de muestras.

7.2.3.1 Programa de exploración de campo y ensayos de laboratorio

Se definirá el programa de exploración a seguir, el cual se definirá mediante:

- a. Condiciones de frontera
- b. Número n de puntos a investigar.
- c. Profundidad p a alcanzar en cada punto.
- d. Distribución de los puntos en la superficie del terreno.
- e. Número y tipo de muestras a extraer.
- f. Ensayos a realizar en el laboratorio.

a. Condiciones de frontera

Tienen como objetivo la comprobación de las características del suelo, supuestamente iguales a la de los terrenos colindantes ya edificados. Serán de aplicación cuando se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

a-1) No existen en los terrenos colindantes grandes irregularidades como afloramientos rocosos, fallas, ruinas arqueológicas, estratos erráticos, rellenos o cavidades.

a-2) No existen edificaciones situadas a menos de 100 metros del terreno a edificar que presenten anomalías como grietas o desplomes originados por el terreno de cimentación.

a-3) El tipo de edificación a cimentar es de la misma o de menor exigencia que las edificaciones situadas a menos de 100 metros.

a-4) El número de plantas del edificio a cimentar (incluido los sótanos y estructuras soterradas tales como pit de ascensores, cisternas, cuarto de máquinas, etc.), la modulación media entre apoyos y las cargas en estos son iguales o inferiores que las correspondientes a las edificaciones situadas a menos de 100 metros.

a-5) Las cimentaciones de los edificios situados a menos de 100 metros y la prevista para el edificio a cimentar son de tipo superficial.

a-6) La cimentación prevista para el edificio en estudio no profundiza respecto de las inmediatamente contiguas más de 1.5 metros.

El estudio de mecánica de suelo se planteará con un programa de investigación mínimo, por cumplir con las condiciones dadas en el párrafo anterior, las cuales pertenecen al Artículo 15.3a de la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

b. Número n de puntos a investigar.

El número de puntos de investigación se determinará conforme a lo indicado en la tabla N° 6 de la Norma E.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

TABLA XLIII

Número de puntos de exploración

Tipo de edificación u obra	Número de puntos de exploración
I	Uno por cada 225 m ² de área techada del primer piso
II	Uno por cada 450 m ² de área techada del primer piso
III	Uno por cada 900 m ² de área techada del primer piso
IV	Uno por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas
Habilitación urbana para viviendas unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada hectárea de terreno por habilitar

De acuerdo a la tabla anterior se necesitaría definir el tipo de edificación y el área ocupada por la estructura proyectada. Para el primer punto utilizaremos la tabla N° 1 Tipo de edificación de la Norma E.050 del RNE, en donde podremos obtener el tipo de edificación según la descripción de la estructura, la distancia mayor entre apoyos y el número de pisos de la edificación proyectada. El proyecto, como ya se indicó anteriormente estará conformado por estructuras de albañilería confinada y pórticos de concreto armado, las distancias entre apoyos no serán mayores a 10 metros y se plantea un máximo de 3 pisos en las estructuras.

Tabla XLIV

Tipo de edificación u obra para determinar el número de puntos de exploración

Descripción	Distancia mayor entre apoyos (m)	Número de pisos (incluido los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
Aporticada de acero	<12	III	III	III	II
Pórticos y/o muros de concreto	<10	III	III	II	I
Muros portantes de albañilería	<12	II	I	---	---
Bases de máquinas y similares	Cualquiera	I	---	---	---
Estructuras especiales	Cualquiera	I	I	I	I
Otras estructuras	Cualquiera	II	I	I	I
-Cuando la distancia sobrepasa a indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior					
Tanques elevados y similares		≤ 9 m de altura		> 9 m de altura	
		II		I	
Plantas de tratamiento de agua		III			
Instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas		IV			

Por tanto, se encuentra que el tipo de edificación correspondiente en el proyecto está entre los tipos “II” y “III”, considerando el más desfavorable, siendo el tipo “II”.

Adicionalmente, es necesario conocer el área techada de la superficie del primer piso de la

estructura, el cual resulta en 235 m². Por lo tanto, considerando que para una edificación tipo “II” se debe de tener un punto de investigación cada 450 m², para el proyecto se estima como máximo 01 punto de investigación. Sin embargo, la Norma E.050 indica que el número de puntos de investigación nunca serán menor de 3, por lo que se establecerá para el programa 03 puntos de investigación.

c. Profundidad p a alcanzar en cada punto.

Para edificaciones sin sótano y con cimentación superficial, como la planteada en este proyecto, la profundidad mínima a alcanzar en cada punto de investigación se determinará de la siguiente manera:

$$p = D_f + z$$

Donde:

D_f = Distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación.

z = 1.5B, siendo B el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

Considerando un desplante de 1.5 m para la cimentación del proyecto y, teniendo en cuenta el sistema estructural utilizado, se estima un ancho de 1.0 metro, por lo cual la profundidad “p” mínima a alcanzar en cada punto de investigación queda definida en:

$$p = 1.5 + 1.5(1.0)$$

$$p = 3.00 \text{ m}$$

d. Distribución de los puntos en la superficie del terreno.

Los puntos de distribución de las calicatas realizadas se muestran en el plano correspondiente, en el cual se ha considerado las características y dimensiones del terreno, así como la ubicación de las estructuras previstas para la distribución de estos sobre el terreno.

e. Número y tipo de muestras a extraer.

Se ha considerado la extracción de muestras tipo Mab en cada estrato identificado en los puntos de investigación, haciendo un total de 3 muestras recolectadas.



Fig. 78 Fotografía de excavación de calicata N°1



Fig. 79 Fotografía de extracción de muestras en calicata N°2



Fig. 80 Fotografía calicata N°3

f. Ensayos a realizar en el laboratorio.

Los ensayos de laboratorio se realizarán con las normas que se indican en la tabla N° 5 de la Norma RNE E.050.

La relación de ensayos de laboratorio a realizar para cada una de las muestras obtenidas en los puntos de investigación se muestra a continuación.

- Contenido de humedad
- Análisis granulométrico
- Clasificación unificada de suelos (SUCS)
- Descripción visual-manual
- Corte directo
- Densidad in Situ – Método del cono de arena

TABLA XLV

Ensayos de laboratorio

Descripción	Norma aplicable
SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo.	NTP 339.127
SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico.	NTP 339.128
SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite Plástico e índice de plasticidad de suelos.	NTP 339.129
SUELOS. Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo.	NTP 339.131

SUELOS. Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS).	NTP 339.134
SUELOS. Determinación del peso volumétrico de suelo cohesivo.	NTP 339.139
SUELOS. Determinación de los factores de contracción de suelos mediante el método del mercurio.	NTP 339.140
SUELOS. Método de ensayo para la compactación de suelos en Laboratorio utilizando una energía modificada (2700 kN-m/m ³ (56000 pie-lbf/ pie ³)).	NTP 339.141
SUELOS. Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual – manual.	NTP 339.150
SUELOS. Método de ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y agua subterránea.	NTP 339.152
SUELOS. Método normalizado de ensayo para propiedades de consolidación unidimensional de suelos.	NTP 339.154
SUELOS. Método de ensayo normalizado para la medición del potencial de colapso de suelos.	NTP 339.163
SUELOS. Método de ensayo normalizado de compresión triaxial no consolidado no drenado para suelos cohesivos.	NTP 339.164
SUELOS. Método de ensayo normalizado de compresión triaxial consolidado no drenado para suelos cohesivos.	NTP 339.166
SUELOS. Método de ensayo estándar para la resistencia a la compresión no confinada de suelos cohesivos.	NTP 339.167
SUELOS. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea.	NTP 339.169
SUELOS. Método de ensayo normalizado para la determinación del hinchamiento unidimensional o potencial de asentamiento de suelos cohesivos.	NTP 339.170
SUELOS. Método de ensayo normalizado para el ensayo de corte directo en suelos bajo condiciones consolidadas drenadas.	NTP 339.171
SUELOS. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de cloruros solubles en suelos y agua subterránea	NTP 339.177

7.2.4 Ensayos de laboratorio

7.2.4.1 Contenido de humedad

El contenido de humedad de un suelo, es la relación expresada como porcentaje, del peso de agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas.

Para el cálculo del contenido de humedad se determinará el peso de agua eliminada, secando el suelo húmedo hasta un peso constante en un horno controlado a 110 °C más menos 5 °C. El peso del suelo que permanece del secado en horno es usado como el peso de las partículas sólidas. La pérdida de peso debido al secado es considerada como el peso del agua.

Los materiales necesarios para realizar el ensayo fueron el horno de secado, una balanza, recipientes para contener el suelo en el horno y utensilios para la manipulación de

recipientes como guantes y tenazas para mover los recipientes calientes después que se hayan secado.

Los resultados del ensayo de contenido de humedad se mostrarán en los anexos correspondientes para las muestras obtenidas.



Fig. 81 Fotografía de la muestra seca en ensayo de contenido de humedad

7.2.4.2 Análisis granulométrico

El análisis granulométrico consiste en la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas de los suelos. La clasificación de las partículas mayores que 75 μm (retenido en el tamiz N° 200) se efectúa por tamizados, en tanto que la determinación de las partículas menores que 75 μm se realiza mediante un proceso de sedimentación basada en la ley de Stokes utilizando un densímetro.

Los materiales utilizados para el ensayo fueron balanzas, agitador, cronómetro y tamices de malla cuadrada adecuados que cumplan con la norma ASTM E11.

El tamizado se efectuó con un movimiento lateral y vertical del tamiz acompañado con un golpeteo para mantener la muestra moviéndose continuamente sobre la superficie. Se continuó el tamizado hasta que el residuo que pase después de un minuto sea inferior al 1% en peso de lo tamizado.

Posteriormente se determinó la masa de cada fracción con las balanzas.



Fig. 82 Fotografía del ensayo de análisis granulométrico



Fig. 83 Fotografía de la muestra luego de pasar por el ensayo de análisis granulométrico

7.2.4.3 Clasificación unificada de suelos (SUCS)

Este método de ensayo describe un sistema para la clasificación de suelos minerales y orgánicos minerales para propósitos de ingeniería, basándose en ensayos de laboratorios para la determinación de las características de granulometría, límite líquido e índice plástico.

Como se verá en los resultados de la clasificación unificada de suelos, las tres muestras de las calicatas estudiadas presentan una clasificación de arena mal graduada (SP). Estas clasificaciones se realizaron con ayuda de la Carta para Clasificación de suelos brindada por la Norma Técnica Peruana 339.134.

7.2.4.4 Descripción visual-manual

De acuerdo a la Norma Técnica Peruana 339.150 los materiales se clasifican en:

- ✓ Bloques
- ✓ Bolones
- ✓ Grava
- ✓ Arena
- ✓ Limos
- ✓ Arcillas
- ✓ Arcilla Orgánica
- ✓ Limo Orgánico, y
- ✓ Turba

Para la descripción de suelos se utiliza características como la angularidad, forma, color, olor, condición de humedad, consistencia, cementación, estructura, rango de tamaño de partículas, tamaño máximo de partículas y dureza.

De acuerdo a la exploración de campo se encontró que los estratos en las tres calicatas son semejantes, siendo en mayor grado un suelo arenoso.

Dentro de las características identificadas se tiene un suelo compuesto de partículas de tamaño máximo de arena fina en porcentajes aproximados del 95%, presenta una baja resistencia en estado seco, los limos alcanzan porcentajes de hasta 5%, presenta un color beige claro uniforme, se encontró en las exploraciones un suelo seco, polvoriento, con una consistencia suave y una estructura homogénea de estratos predominantemente.

7.2.4.5 Densidad in situ

Se determinó la densidad del suelo o peso unitario con el equipo denominado cono de arena. Para esto se cava un orificio de prueba en el suelo donde se va a ensayar, y se extrae el material del orificio depositándolo en un contenedor. Se llena el orificio con arena de densidad conocida para poder determinar su volumen. La densidad húmeda del suelo se determinará dividiendo la masa húmeda del material removido entre el volumen del orificio. Luego se determina el contenido de humedad del material del orificio y se calcula la masa seca del material y la densidad seca del lugar, utilizando la masa húmeda del suelo, el contenido de humedad y el volumen del orificio.

Para el suelo ensayado se determinó una densidad húmeda de 1.46 gr/cm³ y una densidad seca de 1.44 gr/m³ como se presenta en los resultados del ensayo en los anexos correspondientes al estudio de suelos.

7.2.4.6 Corte directo

Se le llama resistencia al corte de un suelo a la tensión de corte o cizallamiento sobre un plano determinado en el momento de falla. El primero en estudiar la resistencia al corte de los suelos fue el ingeniero francés C. A. Coulomb (1736 – 1806), quien, en una primera aproximación al problema, atribuyó este fenómeno a la fricción producida entre las partículas del suelo. Cuando una muestra de suelo se somete a una fuerza cortante esta causa el desplazamiento de partículas entre sí o de una parte del suelo con respecto al resto de la misma.

En todos los casos los movimientos que se dan dentro de la masa de suelo se ven contrarrestados por la resistencia al corte del suelo. Para determinar los parámetros de resistencia al corte se utiliza el modelo de fricción: dada una masa de suelo y plano potencial de falla RS.

La fuerza que se transmite por dos cuerpos en contacto estático puede resolverse en dos componentes, la componente normal N y la componente tangencial T. Cuando se inicia el deslizamiento, la relación T/N alcanza un valor límite o máximo que recibe el nombre de coeficiente de fricción μ .

En otras palabras, el esfuerzo de corte que puede resistir la masa de suelo por unidad de área es proporcional al valor de σ , que es la presión ejercida perpendicularmente al plano de falla. Sin embargo, Coulomb observó que existían materiales que, sin presiones normales aplicadas sobre el plano de corte, presentaban una cierta resistencia al cortante. Por lo que para estos suelos se tomó una nueva constante a la que se denominó cohesión, por lo que: $\tau = c$. En general, los suelos presentan un comportamiento mixto.

Es así que Coulomb determinó que la resistencia de los suelos debía expresarse como la suma de ambos comportamientos: la resistencia debida a la fricción interna y la resistencia debida a la cohesión. Siendo la suma de ambos comportamientos lo que conocemos como la ley de Coulomb, la que tiene la siguiente ecuación:

$$\tau = c + \sigma * \operatorname{tg}\varphi$$

Donde:

τ = Resistencia al corte del suelo

c = Cohesión del suelo

σ = Presión intergranular o esfuerzo normal

φ = Ángulo de fricción interna del suelo, cuyo valor se considera constante.

En cuanto a la cohesión existen dos casos específicos, las arenas lavadas y secas, las cuales no poseen cohesión, en las que la carga de ruptura se produce cuando:

$$\tau = \sigma * \operatorname{tg}\varphi$$

Y las arcillas blandas que se comportan como si su ángulo de fricción interna fuese cero, dando como resultado una carga de ruptura de valor constante y de igual valor a la de la cohesión del suelo, siendo ésta su valor de resistencia al corte.

La cohesión se define como la adherencia existente entre las partículas de suelo debido a la atracción que ejercen unas contra otras a causa de las fuerzas moleculares.

El ángulo de fricción interna es un valor convencional utilizado para simplificar los cálculos, se le considera constante, aunque no lo es, ya que depende de la granulometría del suelo, del tamaño y forma de las partículas y de la presión normal ejercida en el plano de falla.

El ensayo de corte directo se realizó al estrato más representativo, el cual es el estrato E-1 de la Calicata C-2 a una profundidad de 3 metros. Se obtuvo como resultados un coeficiente de cohesión $C = 0.14$, siendo el valor de $C=0$ el que lo reemplace por tratarse de una arena mal graduada y, un ángulo de fricción igual a 31.38° . El informe con los resultados del ensayo de corte directo se presenta en los anexos respectivos.



Fig. 84 Fotografía antes de realizar el ensayo de corte directo



Fig. 85 Fotografía de ensayo de corte directo



Fig. 86 Fotografía de la muestra después del ensayo de corte directo

7.2.5 PERFIL DEL SUELO

Con las muestras típicas seleccionadas se ejecutaron ensayos de clasificación de suelos, para clasificar a las muestras de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – SUCS NTP 339.134 (ASTM D2487), comparándolos con la descripción visual-manual NTP 339.150 (ASTM D2488) obtenida del perfil estratigráfico de campo, a fin de obtener el perfil estratigráfico definitivo que se incluye las Figuras 87, 88 y 89.

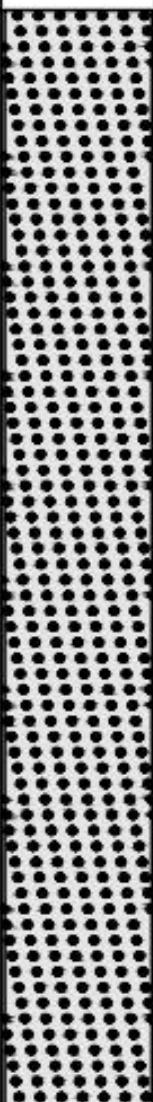
PROFUNDIDAD (m)	SUCS	ESPESOR	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	OBSERVACIONES
0.00	SP	0.20		Suelo tipo desmante	CALICATA N° 01
0.20		2.80		Arena pobremente graduada con limo, de baja resistencia en estado seco, de color beige claro	TIPO DE EXCAVACIÓN: MANUAL
0.40					PROF. EXCAVACIÓN: 3.00m
0.60					NO SE ENCONTRÓ NIVEL FREÁTICO
0.80					
1.00					
1.20					
1.40					
1.60					
1.80					
2.00					
2.20					
2.40					
2.60					
2.80					
3.00					

Fig. 87 Perfil estratigráfico – Calicata N° 01

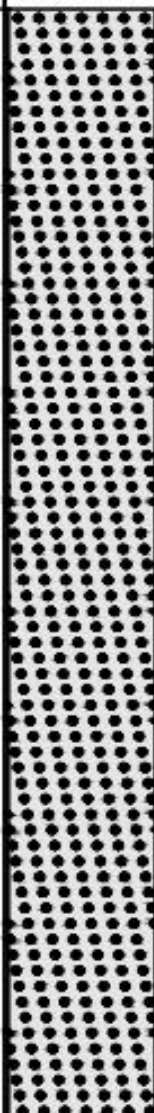
PROFUNDIDAD (m)	SUCS	ESPESOR	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	OBSERVACIONES
0.00	SP	0.15		Suelo tipo desmonte	CALICATA N° 02
0.20			2.85	Arena pobremente graduada con limo, de baja resistencia en estado seco, de color beige claro	TIPO DE EXCAVACIÓN: MANUAL
0.40					PROF. EXCAVACIÓN: 3.00m
0.60					NO SE ENCONTRÓ NIVEL FREÁTICO
0.80					
1.00					
1.20					
1.40					
1.60					
1.80					
2.00					
2.20					
2.40					
2.60					
2.80					
3.00					

Fig. 88 Perfil estratigráfico – Calicata N° 02

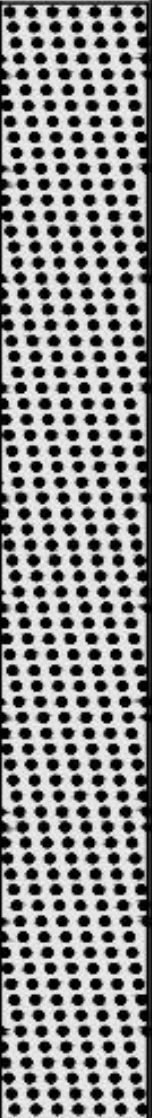
PROFUNDIDAD (m)	SUCS	ESPESOR	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	OBSERVACIONES
0.00	SP	0.15		Suelo tipo desmonte	CALICATA N° 03
0.20		2.85		Arena pobremente graduada con limo, de baja resistencia en estado seco, de color beige claro	TIPO DE EXCAVACIÓN: MANUAL
0.40					PROF. EXCAVACIÓN: 3.00m
0.60					NO SE ENCONTRÓ NIVEL FREÁTICO
0.80					
1.00					
1.20					
1.40					
1.60					
1.80					
2.00					
2.20					
2.40					
2.60					
2.80					
3.00					

Fig. 89 Perfil estratigráfico – Calicata N° 03

7.2.6 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

7.2.6.1 Características estructurales del proyecto

Para la estructura del proyecto se ha planteado usar sistema mixto: de muros estructurales de albañilería confinada en un sentido, y de pórticos en el otro sentido.

De acuerdo a la Tabla N° 5 de la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, nuestro proyecto queda comprendido en la Categoría A2 (Edificaciones Esenciales), el factor de uso (U) estipulado en la misma tabla, tendrá un valor de 1.5.

De acuerdo al Capítulo 2. Peligro Sísmico, en el artículo 10 Zonificación de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, el territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas basadas en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características

generales del movimiento sísmico y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como la información neotectónica. Quedando nuestro proyecto comprendido en la Zona 4, por pertenecer al distrito de Los Aquijes, en la provincia de Ica, obteniendo un valor de $Z=0.45$.

De la misma manera, la Norma E.030 del RNE establece cinco perfiles de suelo, los cuales han sido clasificados tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte, o alternatively el promedio ponderado de los N_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u). Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación. Sin embargo, la Norma E.030 indica que cuando no se disponga de estas propiedades hasta la profundidad de 30 m, se permitirá estimar los valores adecuados sobre la base de las condiciones geotécnicas conocidas.

Los tipos de perfiles de suelo son los siguientes:

- Perfil Tipo S0: Roca Dura
- Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos
- Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios
- Perfil Tipo S3: Suelos Blandos
- Perfil Tipo S4: Condiciones excepcionales

Teniendo en cuenta la siguiente tabla, se puede indicar que el suelo donde se realizará el proyecto se encuentra dentro del Perfil S3: Suelos Blandos, considerando que el suelo corresponde a una arena media a fina y que en la zona se han encontrado suelos con resistencia al corte entre 0.25 – 0.5 kg/cm².

TABLA XLVI

Clasificación de los perfiles de suelo

Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Habiendo definido la zona sísmica y el tipo de perfil de suelo se puede obtener los parámetros de sitio S, Tp y TL, correspondientes al factor de amplificación del suelo, el período que define la plataforma del factor C y el período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante respectivamente. Para ello se utilizarán las siguientes tablas.

TABLA XLVII
Factor de suelo “S”

Suelo Zona	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₁	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₂	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₃	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₄	0.80	1.00	1.60	2.00

TABLA XLVIII
Períodos “T_p” y “T_L”

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T _L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Por tanto “S” será igual a 1.10, T_p (s) será igual 1.0 y T_L (s) tendrá un valor de 1.6.

Es así que de acuerdo a la Norma E.030 – Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones las características sísmicas del proyecto quedan definidas en la siguiente tabla:

TABLA XLIX
Factores sísmicos E.030

DATOS	FACTORES
Z	0.45
U	1.50
S	1.10
T_p	1.00
T_L	1.60

Nota. Se muestran los datos de los factores sísmico obtenidos anteriormente.

7.2.6.2 Tipo de cimentación

Para la selección del tipo de cimentación más conveniente de acuerdo con las características mecánicas del suelo de desplante, y para que los asentamientos tanto totales como diferenciales queden dentro de los límites permitidos según el tipo de estructura, se pueden seguir estos lineamientos:

- Usar zapatas aisladas en suelos de baja compresibilidad (C_c menor a 0.20) y donde los asentamientos diferenciales entre columnas puedan ser controlados, empleando el método de asentamientos iguales; incluyendo juntas en la estructura, o cuando se tenga una estructura con cierta flexibilidad en su comportamiento.

- b) Cuando se encuentren suelos con compresibilidad media (C_c entre 0.2 y 0.4); para mantener los asentamientos dentro de ciertos límites, conviene emplear zapatas continuas rigidizadas con vigas de cimentación. La intensidad de las cargas indicará si se unen las zapatas en una o más direcciones.
- c) Cuando las cargas sean bastantes pesadas y al emplear zapatas continuas éstas ocupen cerca del 50% del área del edificio en planta, es más económico usar una sola losa de cimentación.
- d) En aquellos suelos que presenten una compresibilidad mediana, alta o muy alta, y que además tengan baja capacidad de carga, es recomendable el uso de cimentaciones compensadas. Estos suelos pueden presentar un índice de compresión C_c desde 0.2 hasta más de 0.4.
- e) Cuando la cimentación por compensación no sea económicamente adecuada para soportar las cargas pueden combinarse la compensación parcial y pilotes de fricción.
- f) Cuando las cargas sean demasiadas elevadas conviene, para el caso de suelos de baja capacidad de carga, usar pilotes de punta apoyados en un estrato resistente.

De acuerdo a los trabajos realizados, tanto los de campo, como los ensayos de laboratorio, las características del proyecto y el análisis efectuado, se puede concluir que la cimentación superficial de tipo zapatas continuas o combinadas son los más adecuados para el proyecto.

7.2.6.3 Profundidad de cimentación

Se les conoce como cimentaciones superficiales a aquellas cuya profundidad de desplante D_f es menor o igual al ancho de la misma, pero también se sugiere que se tomen como cimentaciones superficiales aquellas cuya profundidad de desplante sea menor o igual a tres o cuatro veces el ancho de la cimentación. Entre este tipo de cimentaciones se encuentran las zapatas aisladas, las cimentaciones corridas y las losas de cimentación.

Dadas las características del proyecto, el número de pisos de las edificaciones, el trabajo realizado en el campo y los resultados obtenidos en laboratorio, se ha considerado la utilización de una cimentación superficial, la cual tendrá un desplante mínimo $D_f = 1.50$ m para todas las zapatas que se utilizarán en el proyecto.

7.2.6.4 Capacidad admisible de carga

Se denomina como capacidad de carga admisible de una cimentación aquella carga que al ser aplicada no provoque falla o daños en la estructura soportada, con la aplicación de un factor de seguridad. La capacidad de carga no solo está en función de las características del suelo, sino que depende del tipo de cimentación y del factor de seguridad adoptado.

Por experiencia y observaciones relativas al comportamiento de las cimentaciones se ha visto que la falla por capacidad de carga de las mismas ocurre como producto de una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación.

Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi

El cálculo de la capacidad de carga límite de falla de una cimentación constituye un problema de equilibrio elastoplástico. La dificultad de encontrar soluciones aceptables estriba en conocer sus relaciones constitutivas: esfuerzo – deformación – tiempo.

En general el problema se presenta de la siguiente manera: Se considera una cimentación de ancho B y largo L desplantada en una masa de suelo a una profundidad Z. La masa de suelo es de extensión semiinfinita y homogénea, con un peso volumétrico γ , y características de resistencia al esfuerzo de corte definidas por una línea de resistencia intrínseca recta y curva, esfuerzo – deformación típica de cuerpo rígido – plástico.

Son varios los estudios teóricos que se conocen y que se pueden aplicar en la resolución de los problemas relativos a la capacidad de carga de las cimentaciones en diferentes suelos. Entre dichos estudios teóricos se encuentran el de Prandtl, Krey, Fellenius y otros. Sin embargo, una solución menos exacta al problema, pero más sencilla, es la propuesta por el Dr. Karl Terzaghi y que ha demostrado ser lo suficientemente aproximada para todos los casos en el campo de su aplicación práctica.

Modificación de la ecuación de capacidad de carga de Terzaghi

Vesic concluyó que sobre la base de estudios de laboratorio y de campo de la capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en el suelo sugerida por Terzaghi parece correcta. Sin embargo, el ángulo α , está más cerca de $45 + \Phi/2$ que de Φ , como fue originalmente supuesto por Terzaghi.

La forma de la ecuación de capacidad de carga última brindada por Terzaghi, que representa una cimentación continua sometida a una carga vertical, se puede generalizar teniendo en cuenta lo siguiente:

- La resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla en el suelo por encima del fondo de la cimentación.
- La proporción entre anchura y longitud de las cimentaciones rectangulares, y.
- La inclinación de la carga.

Por lo tanto, la ecuación de capacidad última de carga podrá tomar la forma:

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Donde:

c' = cohesión

q = tensión efectiva en el nivel de la parte inferior de la base

γ = peso unitario del suelo

B = ancho de la cimentación (o diámetro para una base circular)

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de carga

N_c, N_q, N_{γ} = factores de capacidad de carga

Las expresiones dadas líneas arriba corresponden al caso de falla por corte general, por lo que, para obtener la capacidad de carga última con respecto a la falla por corte local de un modo razonablemente aproximado para fines prácticos, Terzaghi corrigió su teoría de un modo sencillo introduciendo nuevos valores de “c” y “ Φ ” para efectos de cálculo, así se tiene:

$$c' = (2/3) * c$$

$$\text{tg}\phi' = (2/3) * \text{tg}\phi$$

Es decir, se asigna al suelo una resistencia de las dos terceras partes de la real; a este suelo equivalente, Terzaghi le aplica las expresiones anteriormente expuestas.

Análisis de la capacidad admisible de carga

El análisis de la capacidad admisible se realizará por el método de Terzaghi modificado por Vesic, cuya fórmula es la siguiente:

$$Q_{ult} = c * N_c * S_c * D_c + q * N_q * S_q * D_q + 0.5 * \gamma * B * N_{\gamma} * S_{\gamma} * D_{\gamma}$$

Donde:

Q_{ult} : Capacidad última de carga

c : Cohesión

γ : Peso unitario del suelo natural de desplante

γ_s : Peso unitario del suelo encima del nivel de cimentación

B : Ancho de zapata

q : Sobrecarga

N_c, N_q, N_{γ} : Factores de capacidad de carga

S_c, S_q, S_{γ} : Factores de forma

D_c, D_q, D_{γ} : Factores de profundidad

La capacidad admisible de carga (Q_{adm}), se determina utilizando la siguiente expresión:

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

Para el factor de seguridad (FS), según la Norma E.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones, en su Artículo 16 se indica que el factor de seguridad mínimo que deberá tener la cimentaciones es el siguiente:

Para sollicitaciones estáticas: 3.0

Así mismo la Norma E.060 en su Capítulo 15, indica que se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, tales como los sismos.

Según los resultados de los ensayos realizados, se tienen los siguientes datos para el estrato de fundación de la cimentación propuesta.

FS est	= 3.00
Inc sis	= 30%
c	= 0.00 kg/cm ²
c'	= 0.00 kg/cm ²
Φ	= 31.38°
Φ'	= 22.13°
Df	= 1.50 m
γ	= 1.46 gr/m ³
γ_s	= 1.46 gr/m ³

Así tenemos los siguientes cuadros con los resultados de las capacidades admisibles de carga tanto para solicitaciones estáticas como para solicitaciones por carga sísmica, para cada tipo de cimentación inicialmente propuesta.

TABLA L

Capacidad admisible para zapata corrida

Capacidad Admisible del Suelo					
Df =	1.50 m	Nc =	17.03	Sc =	1.33 Dc = 1.27
B =	2.00 m	Nq =	7.92	Sq =	1.29 Dq = 1.24
L =	2.80 m	Ny =	7.26	Sy =	0.71 Dy = 1.00
γ =	1.46 gr/cm ³	Φ =	31.38	c =	0.00 FS est = 3.00
γ_s =	1.46 gr/cm ³	Φ' =	22.13	c' =	0.00 Inc sis = 30%
Qadm est = 1.18 kg/cm ²		Qadm sis = 1.53 kg/cm ²			



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por

:: Bach. ANCCASI HUAYLLA Angel Medraldy

CERTIFICADO N° 043- 19

Proyecto

:: Est.Comp.de Met.de Anál.Dinam.con Espectro de Resp.y Tiempo Hist.or para el Dis. Sismorresit.del cent.Educ.

Ubicación

:: del Nivel Prim. en la I.E. N° 22313 CC.PP.El Arenal, Distrito Los Aquijes.Prov.Ica - Ica 2019 BOLETA N° 2407

Tipo de Exploración

: A CIELO ABIERTO

Realizado por

: ING. RENE CANCHARI VEGA

Fecha

: ICA, NOVIEMBRE DEL 2019

Procedencia

: CC.PP. EL ARENAL

Muestra

: C-1; E-1 0.00 a 3.00 mt

Peso de Muestra

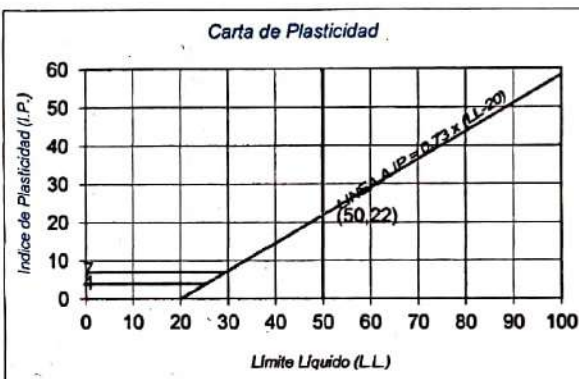
: 1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

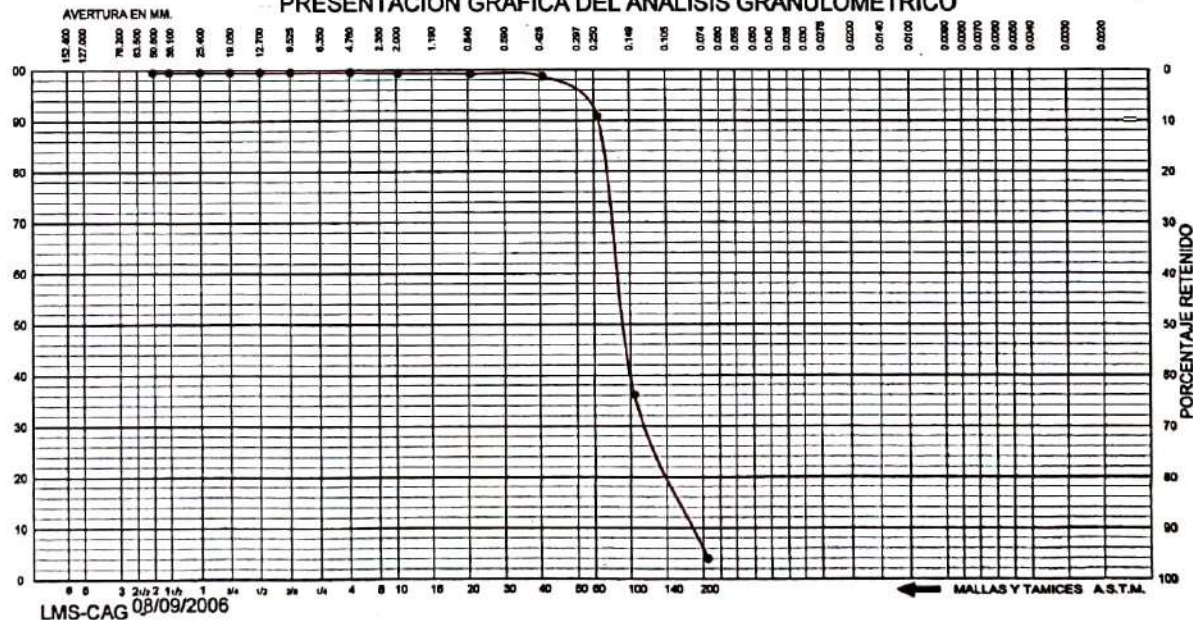
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
10	2.000	2.30	0.23	99.77	0.23
16	1.190				
20	0.840	1.50	0.15	99.62	0.38
30	0.590				
40	0.420	5.10	0.51	99.11	0.89
50	0.297				
60	0.250	78.10	7.81	91.30	8.70
80	0.177				
100	0.149	544.00	54.40	36.90	63.10
140	0.105				
200	0.074	320.30	32.03	4.87	95.13
Fondo		48.70	4.87	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr		
D ₁₀ (mm)		0.088	C _u	2.23	
D ₃₀ (mm)		0.133	C _c	1.07	
D ₆₀ (mm)		0.192			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	2.72
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3 (0)



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PRODUCCION DE BIENES Y SERVICIOS
MAG. ING. RENE OSWALDO CANCHARI VEGA
DIRECTOR



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por :: Bach. ANCCASI HUAYLLA Angel Medraldy
Proyecto :: Est.Comp.de Met.de Análisis Dinam.con Espectro de Resp.y Tiempo Histor.para el Dis. Sismorresist.del cent.Educ.
Ubicación :: del Nivel Prim. en la I.E. N° 22313 CC.PP.El Arenal, Distrito Los Aquiles.Prov.Ica - Ica 2019 BOLETA N° 2407

CERTIFICADO N° 043-A-19

Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, NOVIEMBRE DEL 2019

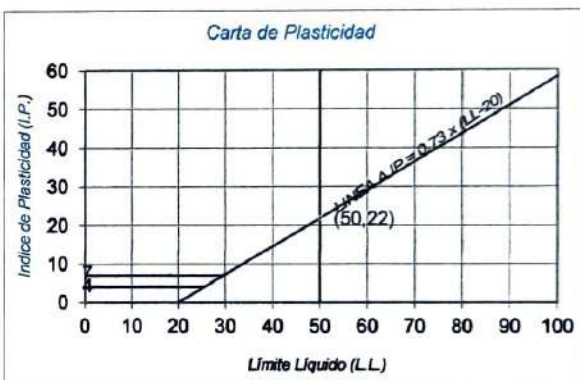
Procedencia : CC.PP. EL ARENAL
Muestra : C-2; E-1 0.00 a 3.00 mt
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

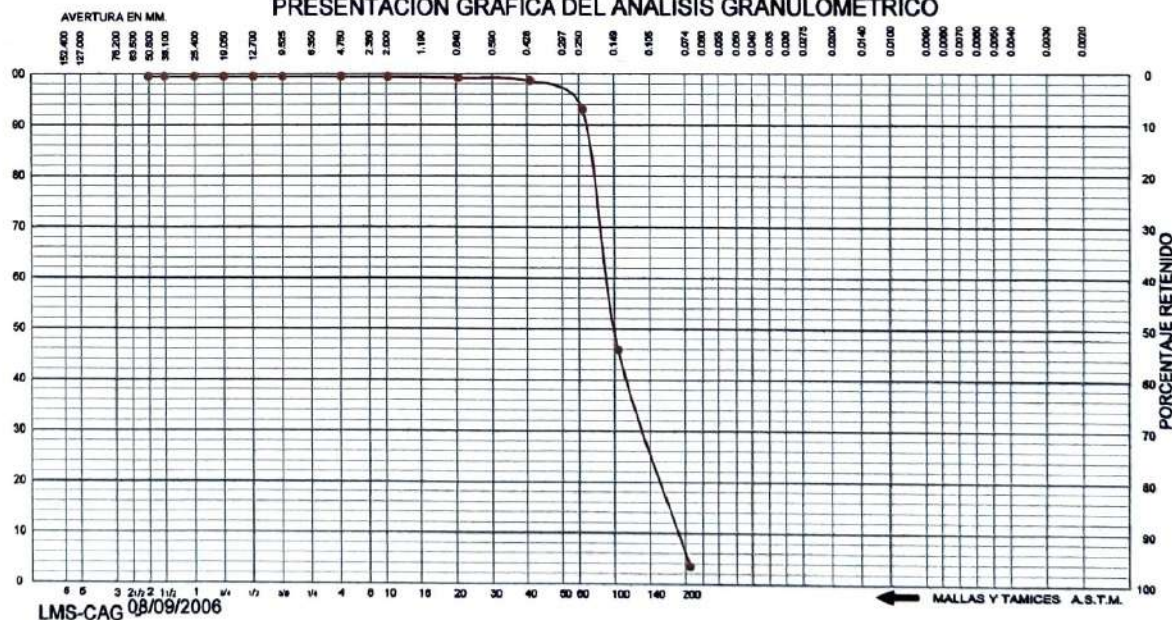
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
10	2.000	0.90	0.09	99.91	0.09
16	1.190				
20	0.840	2.60	0.26	99.65	0.35
30	0.590				
40	0.420	6.00	0.60	99.05	0.95
50	0.297				
60	0.250	55.60	5.56	93.49	6.51
80	0.177				
100	0.149	468.30	46.83	46.66	53.34
140	0.105				
200	0.074	423.40	42.34	4.32	95.68
Fondo		43.20	4.32	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.084	C _U	2.11	
D ₃₀ (mm)		0.119	C _C	0.96	
D ₅₀ (mm)		0.178			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	1.14
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S	P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3	(0)



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PRODUCCION DE BIENES Y SERVICIOS
ING. RENE OSWALDO CANCHARI VEGA
DIRECTOR



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por : Bach. ANCCASI HUAYLLA Angel Medraldy

CERTIFICADO N° 043-B-19

Proyecto : Est.Comp.de Met.de Análisis Dinam.con Espectro de Resp.y Tiempo Históric.para el Dis. Sismorresist.del cent.Educ.

Ubicación : del Nivel Prim. en la I.E. N° 22313 CC.PP.El Arenal, Distrito Los Aquijes.Prov.Ica - Ica 2019 BOLETA N° 2407

Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO

Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA

Fecha : ICA, NOVIEMBRE DEL 2019

Procedencia : CC.PP. EL ARENAL

Muestra : C-3; E-1 0.00 a 3.00 mt

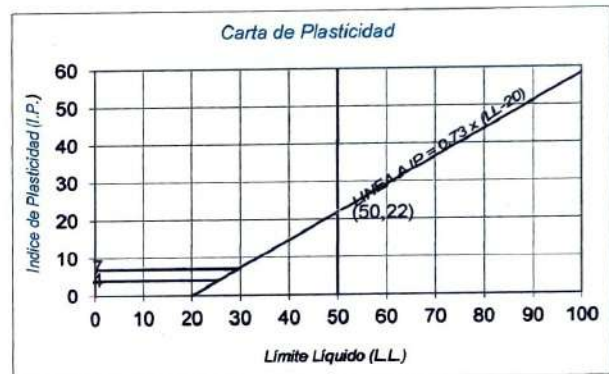
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

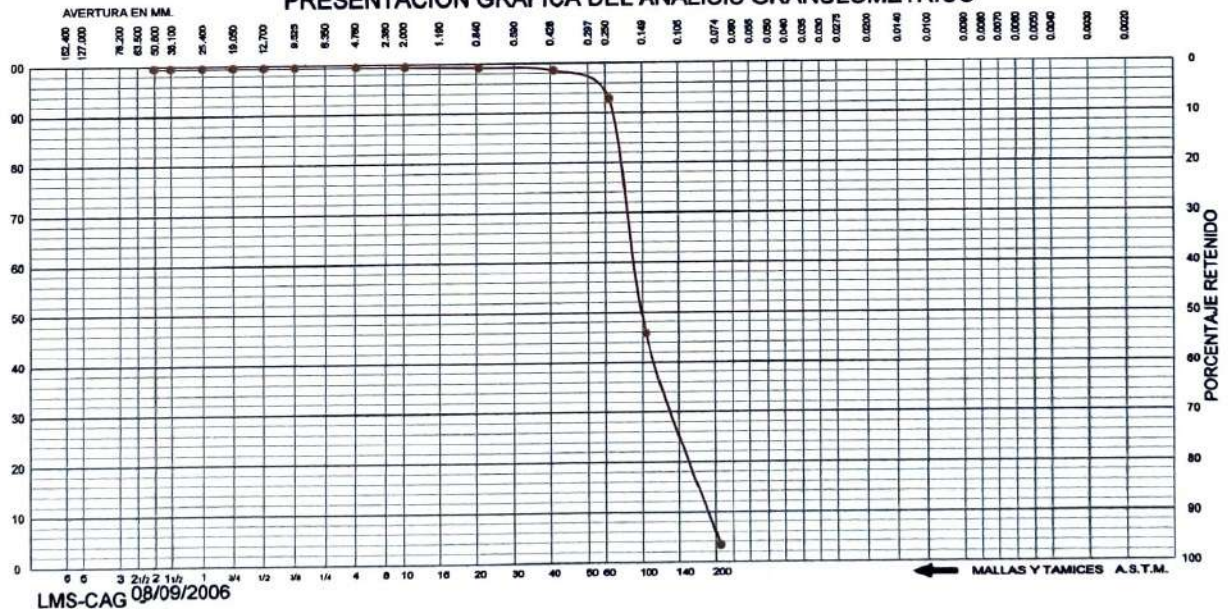
Tamizoz ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
10	2.000	1.10	0.11	99.89	0.11
16	1.190				
20	0.840	2.40	0.24	99.65	0.35
30	0.590				
40	0.420	6.30	0.63	99.02	0.98
50	0.297				
60	0.250	56.00	5.60	93.42	6.58
80	0.177				
100	0.149	469.30	46.93	46.49	53.51
140	0.105				
200	0.074	422.30	42.23	4.26	95.74
Fondo		42.60	4.26	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr		
D ₁₀ (mm)		0.084	C _u	2.12	
D ₃₀ (mm)		0.120	C _c	0.96	
D ₆₀ (mm)		0.178			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	1.05
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3 (0)



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



LMS-CAG 09/09/2006



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
PRODUCCIÓN DE BIENES Y SERVICIOS
MAC ING. RENE OSWALDO CANCHARI VEGA
DIRECTOR



**DENSIDAD IN SITU
METODO DEL CONO DE ARENA**

**CERTIFICADO N° 25-19
BOLETA N° 2407**

SOLICITANTE Bach. ANCCASI HUAYLLA Angel Medraldy

OBRA ESTUDIO COMPARTIVO DE MÓDULOS DE ANÁLISIS DINÁMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y TIEMPO HISTÓRICO PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL CENTRO EDUCATIVO DEL NIVEL PRIMARIO EN LA I.E. N° 22313 CC.PP.

UBICACIÓN EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUIJES, PROVINCIA DE ICA - ICA -2019
CC.PP. EL ARENAL - DISTRITO LOS AQUIJES - PROVINCIA DE ICA

MATERIAL SUELO NATURAL (C - 2; E - 1)

CANTERA

FECHA Ica, Noviembre 2019

TECNICO OPERADOR Ing. RENE CANCHARI VEGA

MUESTRA N°	1				
CAPA	SUELO NATURAL				
	C - 1; E - 2 EL ARENAL				
LUGAR					
LADO:	EJE				
1. Peso de la lata + suelo humedo	3,348.00				
2. Peso de la lata	274.00				
3. Peso del suelo humedo (1 - 2)	3,074.00				
4. Peso de arena + frasco	5,717.00				
5. Peso de la arena que queda + el frasco + el peso de arena embudo	2,748.00 0.00				
6. Peso del arena empleada (4 - 5)	2,969.00				
7. Densidad de la arena	1.41				
8. Volumen del hueco (6/7)	210.67				
9. Peso de la grava al aire	0.00				
10. Volumen de la grava por desplaz.	0.00				
11. Peso del suelo (3 - 9)	3,074.00				
12. Volumen del suelo (8 - 10)	2,105.07				
13. Densidad del suelo humedo(11/12)	1.46				
14. Humedad contenida en el suelo	1.14				
15. Densidad del suelo seco	1.44				
16. Densidad del suelo seco gr/cm3	1.44				
17. Max.Dens.determinada en la curva	0.00				
18. Porcentaje de compactacion(16/17)	0.00				
19. Compactacion especificada	0.00				
Espesor compactado (mt.)	0.00				
Control de humedad					
RECIPIENTE N°	C - 2, E - 1				
1. Peso de la lata + suelo humedo	440.20				
2. Peso de la lata + suelo seco	436.30				
3. Peso de agua	3.90				
4. Peso de lata	94.20				
5. Suelo seco	342.10				
6. Porcentaje de humedad con Speedy	1.14				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PRODUCCION DE Bienes Y SERVICIOS

MAG. ING. RENE OSWALDO CANCHARI VEGA
DIRECTOR



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 27 - 19
TESISTA

SOLICITANTE : Bach. ANCCASI HUAYLLA Angel Medraldy
PROYECTO : ESTUDIO COMPARATIVO DE METODOS DE ANALISIS DINAMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y TIEMPO HISTORIA, PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL CENTRO EDUCATIVO DEL NIVEL PRIMARIO EN LA I.E. N° 22313 CC.PP.EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUJES, PROVINCIA DE ICA - ICA 2019

UBICACIÓN : CC.PP.EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUJES, PROVINCIA DE ICA

FECHA : ICA, NOVIEMBRE DEL 2019

Sondaje : C - 2; - **Clasif. (SUCS)** : SP/ARENA MAL GRADUADA

Muestra : E - 1 **Velocidad (mm/min)** : 0.5

Profundidad : 0.00 a 3.00 mt. **Coef. Anillo CR (div/kg.)** : 0.306

Estado : Remoldeado

DATOS DEL ESPECIMEN 1

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	109.00
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.51
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	2.72
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	0.50
Hum. inicial (%)	2.72	Carg. Normal (kg)	20.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	44	0	0.00	0.00
10	0.250	41	36	11.02	0.31
20	0.500	37	47	14.38	0.40
30	0.750	34	50	15.30	0.43
40	1.000	30	51	15.61	0.43
50	1.250	27	53	16.22	0.45
60	1.500	24	53	16.22	0.45
70	1.750	21	53	16.22	0.45
80	2.000	18	53	16.22	0.45
90	2.250	14	53	16.22	0.45
100	2.500	11	53	16.22	0.45
110	2.750				
120	3.000				
130	3.250				
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				
210	5.250				
220	5.500				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PRODUCCION DE BIENES Y SERVICIOS
MAG. ING. RENE OSWALDO CANCHALI VEGA
DIRECTOR



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

CERTIFICADO N° 27 -19
TESISTA

SOLICITANTE : Bach. ANCCASI HUAYLLA Angel Medraldy
: ESTUDIO COMPARATIVO DE METODOS DE ANALISIS DINAMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y TIEMPO
PROYECTO HISTORIA, PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL CENTRO EDUCATIVO DEL NIVEL PRIMARIO EN LA
I.E. N° 22313 CC.PP.EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUIJES, PROVINCIA DE ICA - ICA 2019

UBICACIÓN : CC.PP.EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUIJES, PROVINCIA DE ICA

FECHA : ICA, NOVIEMBRE DEL 2019

FECHA : 11/11/2011
Sondaje : C - 2; - Clasif. (SUCS) : SP/ARENA MAL GRADUADA

Velocidad (mm/min) : 0.5

Profundidad 0.00 a 3.00 mt. **Coef. Anillo CR (div/kg.)** : 0.306

Estado : Remoledeado

DATOS DEL ESPECIMEN 3

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	109.00
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.51
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	2.72
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	1.50
Hum. inicial (%)	2.72	Carg. Normal (kg)	60.00

[illegible]

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PRODUCCION DE Bienes Y SERVICIOS



MAG. ING. RENE OSWALDO CANCHARI VEGA
DIRECTOR

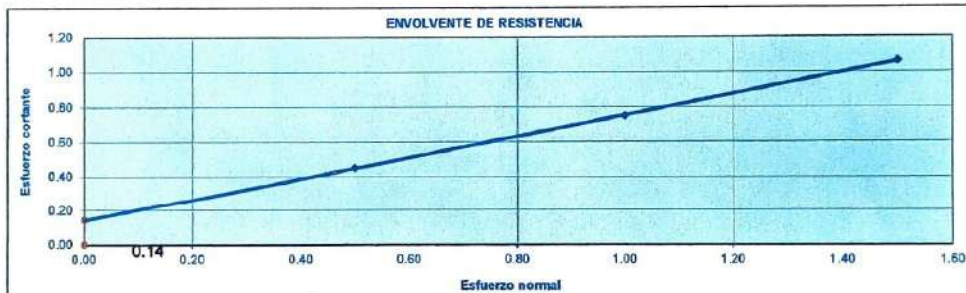
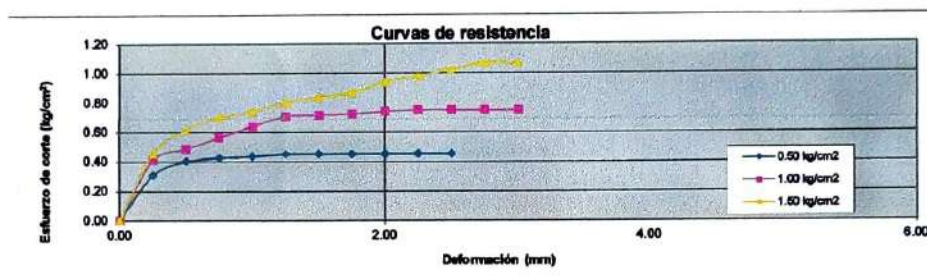


ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 27 -19
TESISTA

SOLICITANTE : Bach. ANCCASI HUAYLLA Angel Medraldy
: ESTUDIO COMPARATIVO DE METODOS DE ANALISIS DINAMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y TIEMPO
HISTORIA, PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL CENTRO EDUCATIVO DEL NIVEL PRIMARIO EN LA
PROYECTO I.E. N° 22313 CC.PP.EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUIJES, PROVINCIA DE ICA - ICA 2019

UBICACIÓN : CC.PP.EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUIJES, PROVINCIA DE ICA
FECHA : ICA, NOVIEMBRE DEL 2019
Sondaje : C - 2; - Clasif. (SUCS) : SP/ARENA MAL GRADUADA
Muestra : E - 1 Velocidad (mm/min) : 0.6
Profundidad : 0.00 a 3.00 m. Coef. Anillo CR (div/kg.) : 0.306
Estado : Remoldeado



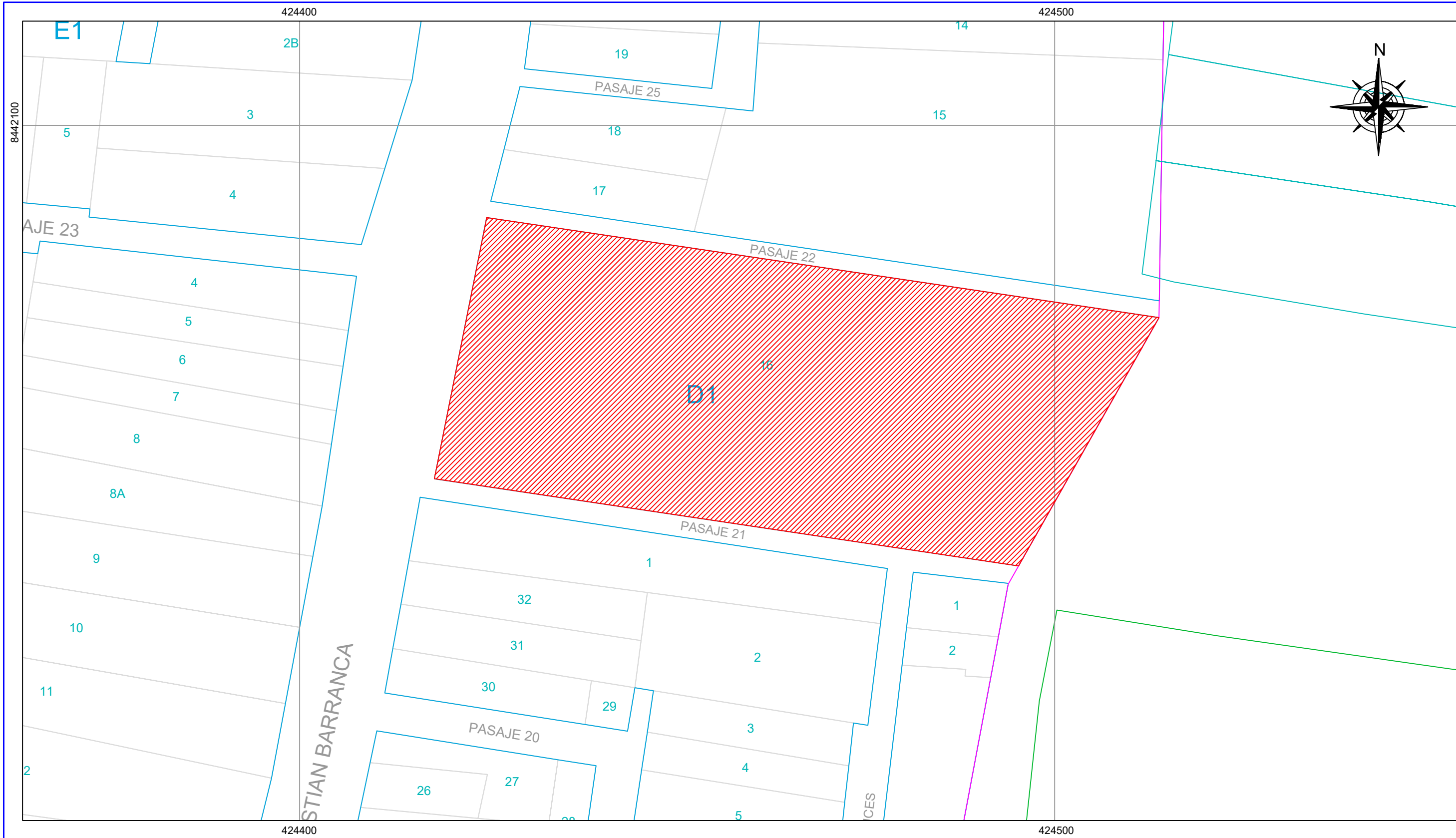
Esf. Normal kg/cm²	Esf. Cortante kg/cm²
0.50	0.45
1.00	0.75
1.50	1.06

RESULTADOS	
C =	0.14
$\phi =$	31.38

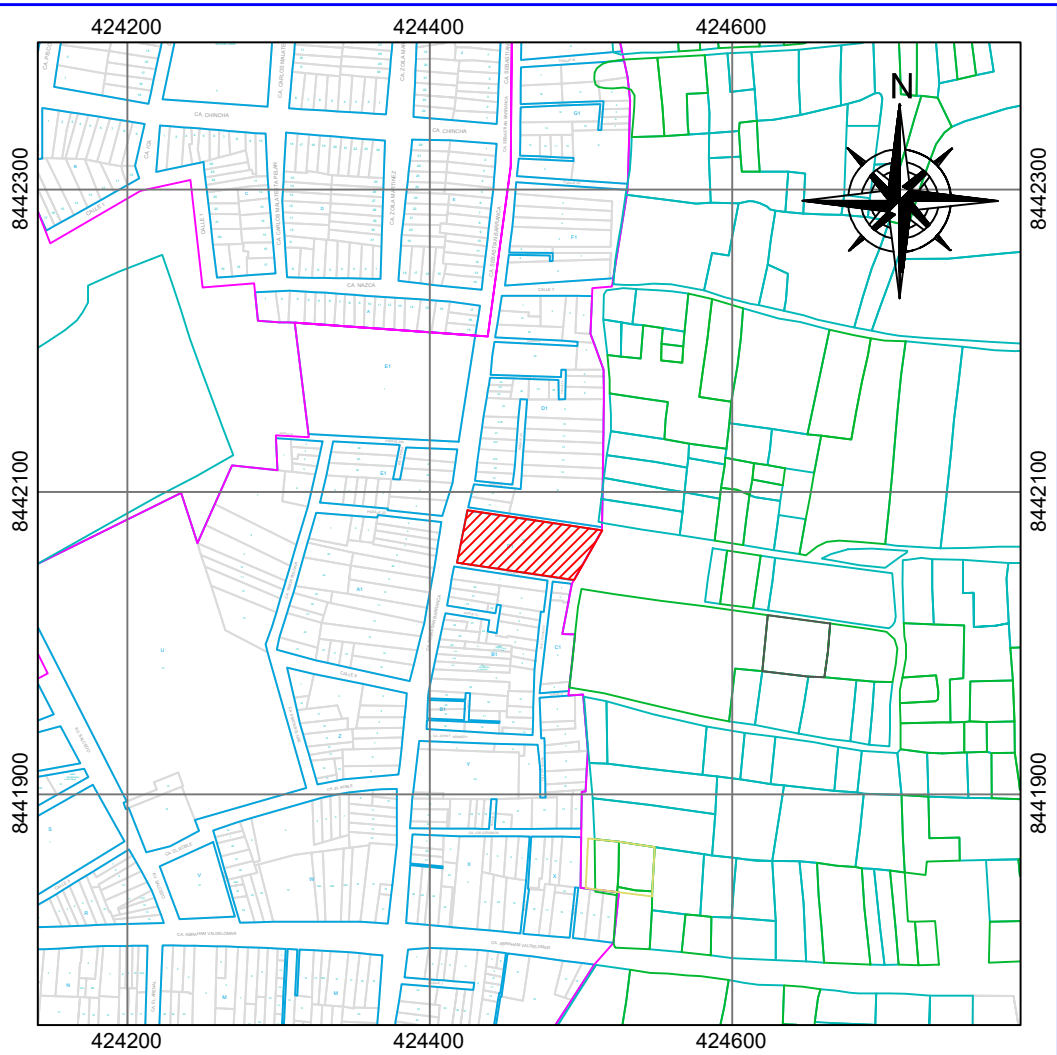


UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PRODUCCION DE BIENES Y SERVICIOS

MAG. ING. RENE OSWALDO CANCHANI VEGA
DIRECTOR



UBICACION
ESCALA: 1/500



LOCALIZACION
ESCALA: 1/5000



LOCALIZACION SATELITAL
OBTENIDO DE GOOGLE EARTH



UBICACION DEPARTAMENTAL

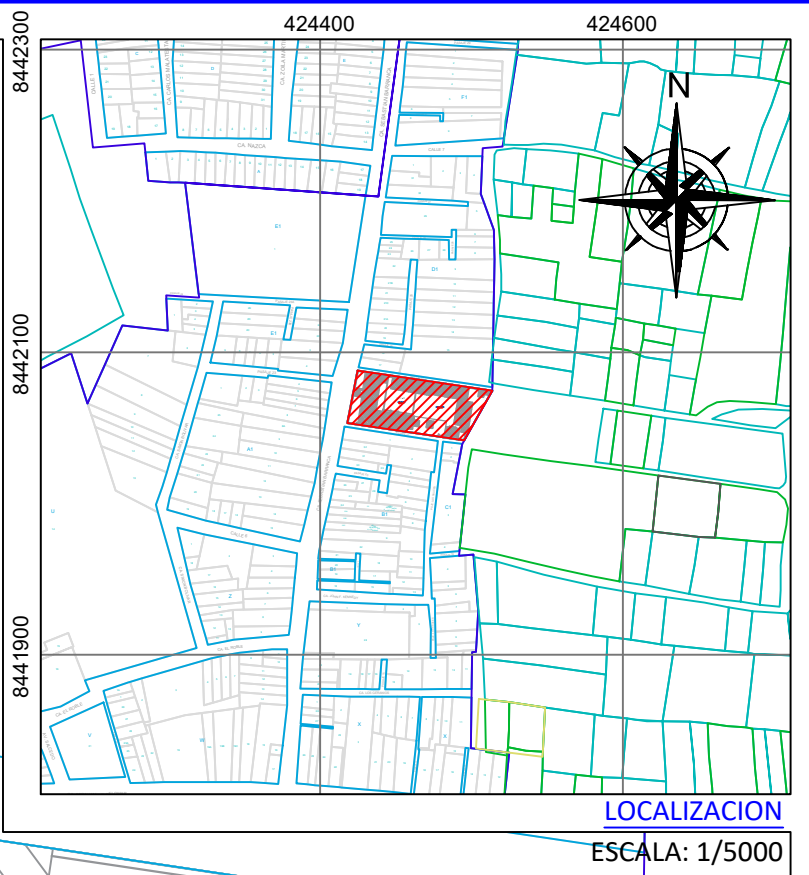
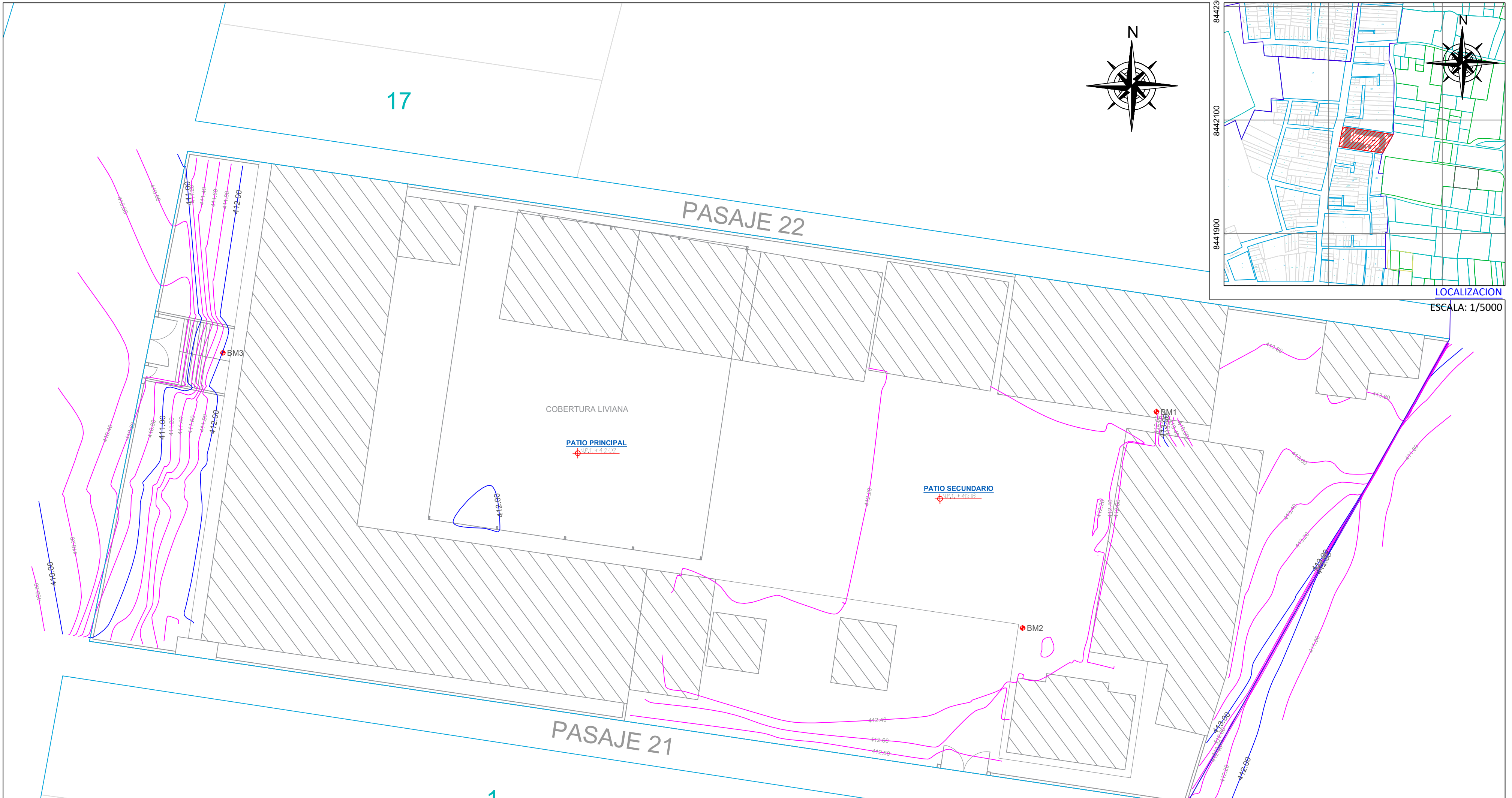


UBICACION PROVINCIAL



UBICACION DISTRITAL

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL				
Proyecto: "ESTUDIO COMPARATIVO DE MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO HISTORIA, EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL CENTRO EDUCATIVO DEL NIVEL PRIMARIO EN LA I.E. N°22313 CC.PP. EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUIJES, PROVINCIA DE ICA - ICA - 2019"				
Plano: UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN		Ubicación: Dep. : ICA Prov. : ICA Dist : LOS AQUIJES Sector : CC.PP. EL ARENAL	Código: UL-01	
Bachiller: ANCCASI HUAYLLA, ANGEL MEDRALDY	Escala: INDICADA	Coordenadas: DATUM PSAD56	Fecha: MARZO - 2021	



LEYENDA	
CURVAS MAYORES	
CURVAS MENORES	
BM's	

CUADRO DE BM			
BM - N°	ESTE	NORTE	ELEVACION
BM - 1	424493.132	8442069.390	412.537
BM - 2	424483.687	8442054.135	412.291
BM - 3	424427.251	8442073.554	412.164

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Proyecto:

"ESTUDIO COMPARATIVO DE MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO HISTORIA, EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL CENTRO EDUCATIVO DEL NIVEL PRIMARIO EN LA I.E. N°22313 CC.PP. EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUIJES, PROVINCIA DE ICA - ICA - 2019"

Plano:

TOPOGRÁFICO

Bachiller:

ANCCASI HUAYLLA, ANGEL MEDRALDY

Escala:

INDICADA

Ubicación:

Dep. : ICA
Prov. : ICA
Dist : LOS AQUIJES
Sector : CC.PP. EL ARENAL

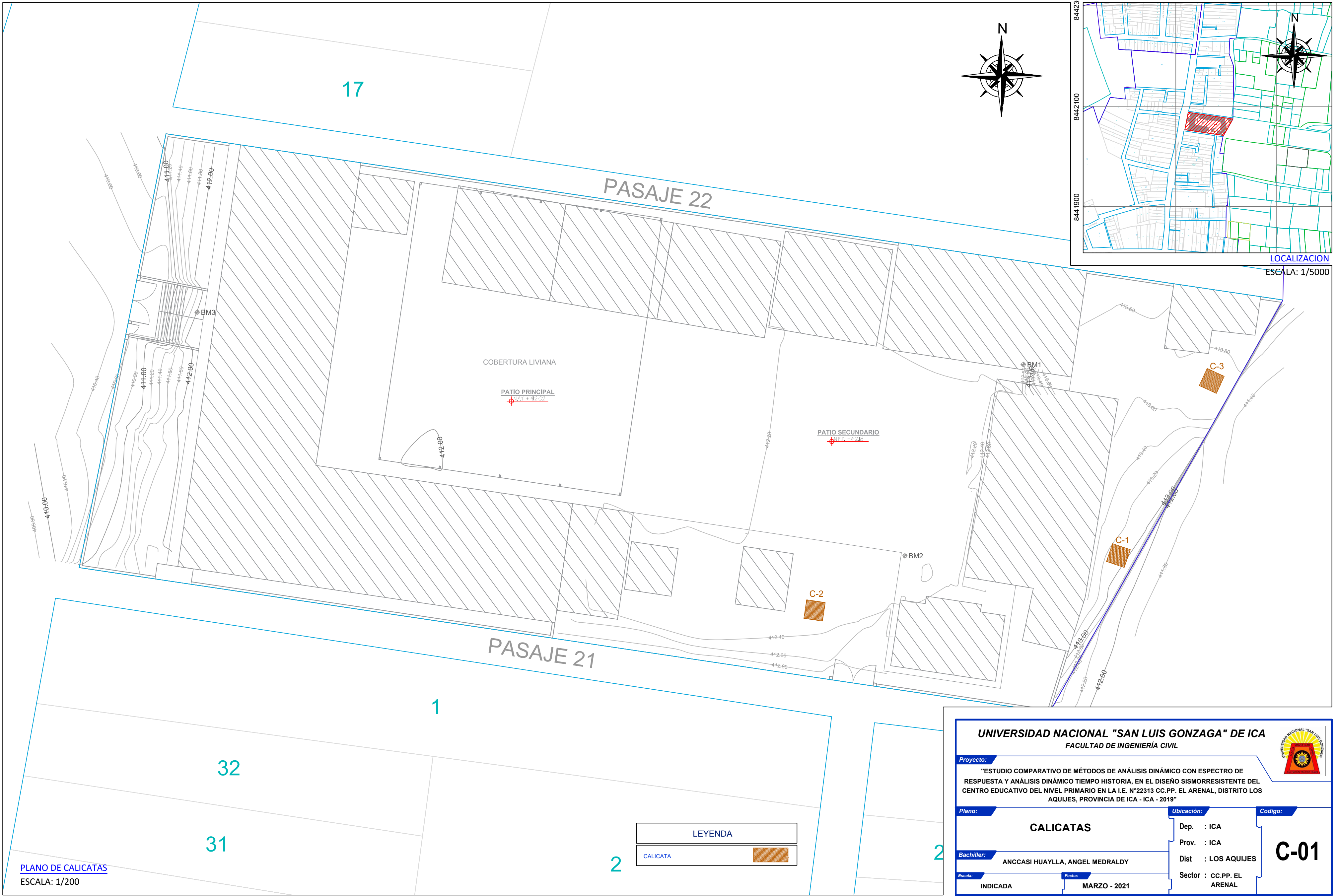
Código:

T-01

Fecha:

MARZO - 2021

PLANO TOPOGRÁFICO
ESCALA: 1/200



PLANO DE CALICATAS
ESCALA: 1/200

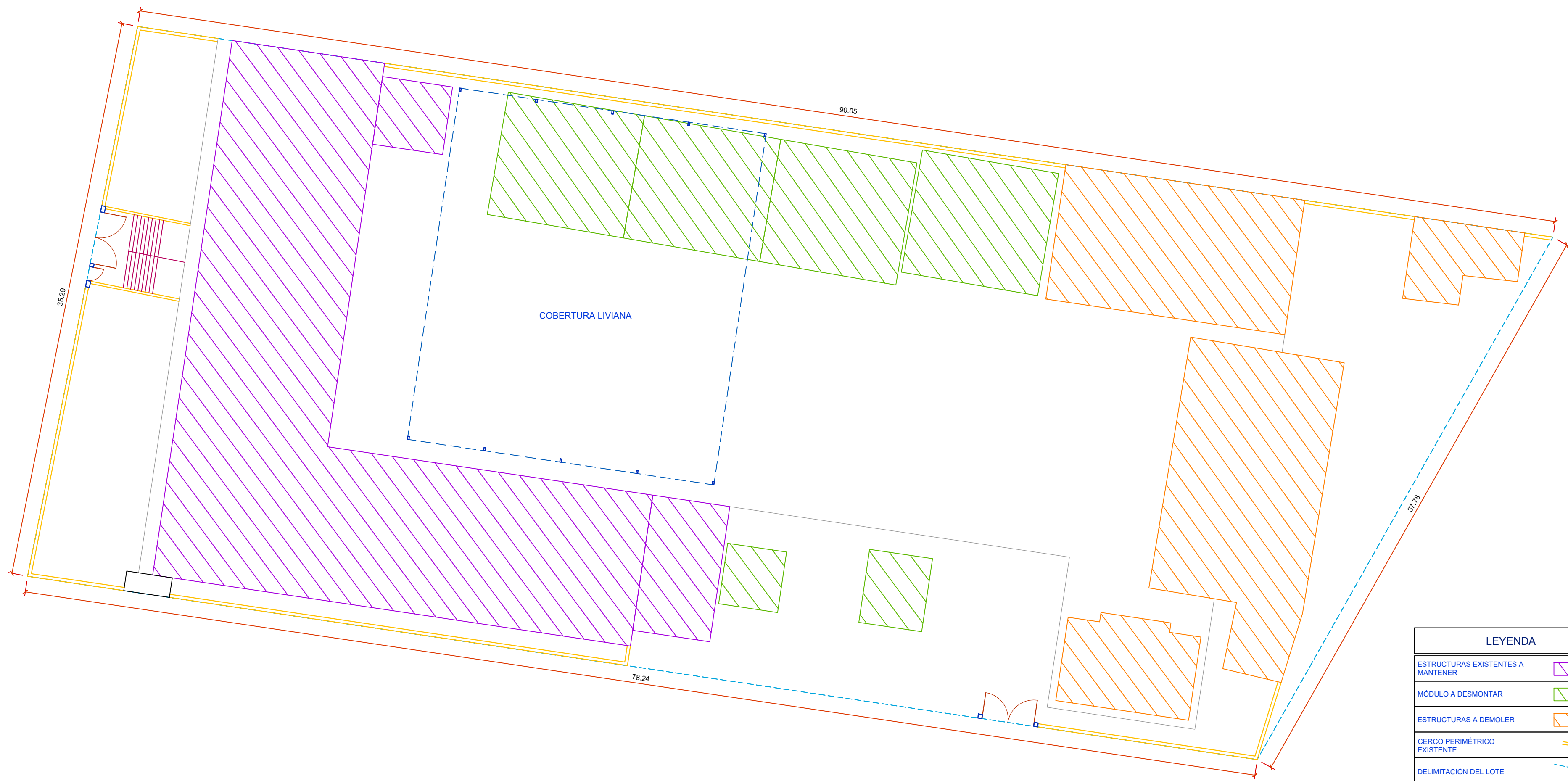
LEYENDA	
CALICATA	

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



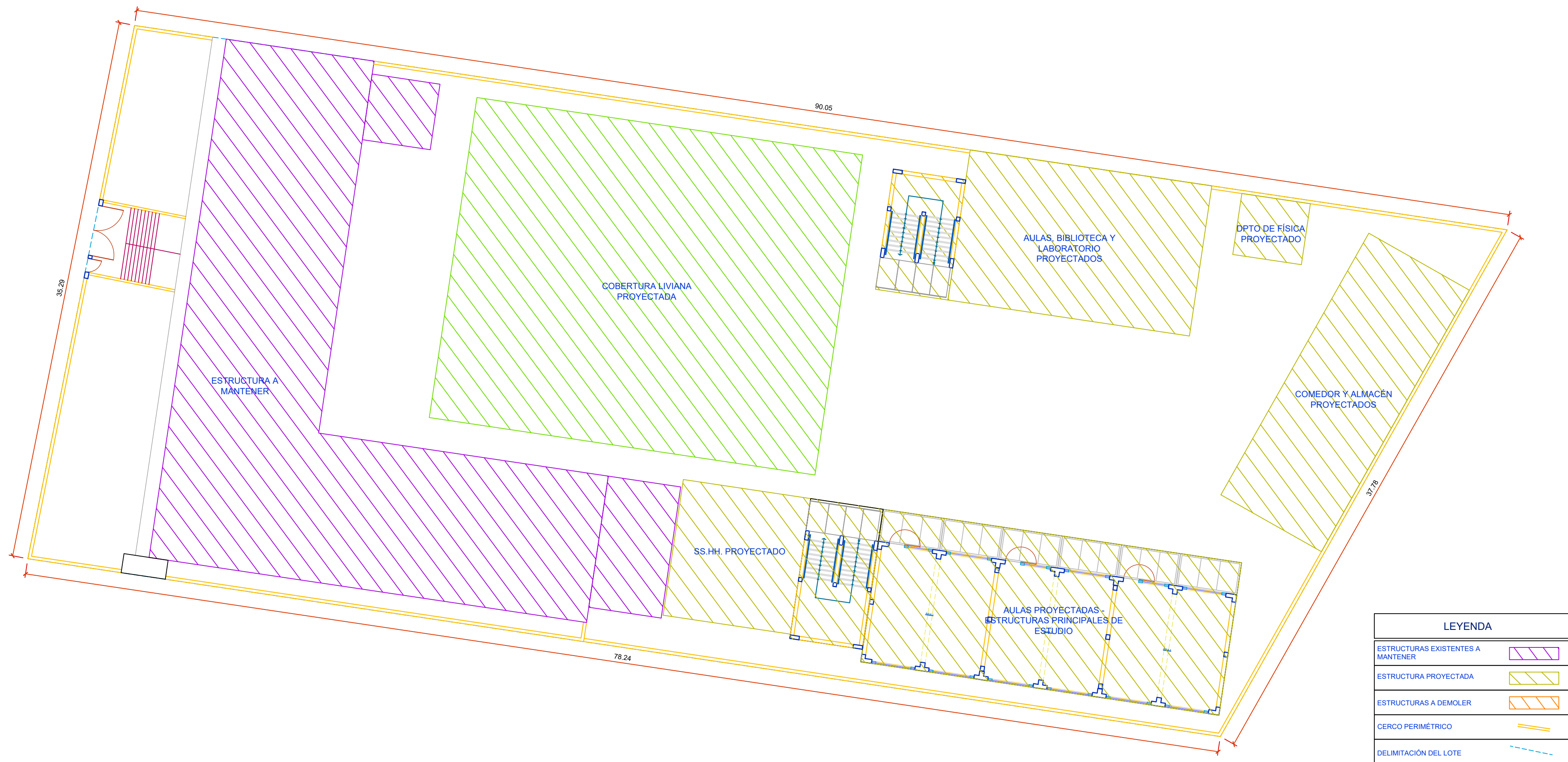
Proyecto:
"ESTUDIO COMPARATIVO DE MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO HISTORIA, EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL CENTRO EDUCATIVO DEL NIVEL PRIMARIO EN LA I.E. N°22313 CC.PP. EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUIJES, PROVINCIA DE ICA - ICA - 2019"

Plano:		Ubicación:	Codigo:
CALICATAS		Dep. : ICA	
Bachiller:		Prov. : ICA	
ANCCASI HUAYLLA, ANGEL MEDRALDY		Dist : LOS AQUIJES	
Escala:		Sector : CC.PP. EL ARENAL	C-01
INDICADA		Fecha: MARZO - 2021	



PLANTA DISTRIBUCIÓN GENERAL A
INTERVENIR- SITUACIÓN ACTUAL
Esc. 1/200

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL				
Proyecto: "ESTUDIO COMPARATIVO DE MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO HISTORIA, EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL CENTRO EDUCATIVO DEL NIVEL PRIMARIO EN LA I.E. N°22313 CC.PP. EL ARENAL, DISTRITO LOS AQIJES, PROVINCIA DE ICA - ICA - 2019"				
Plano: INTERVENCIÓN - SITUACIÓN ACTUAL		Ubicación: Dep. : ICA Prov. : ICA Dist : LOS AQIJES Sector : CC.PP. EL ARENAL		Código: I-01
Bachiller: ANCCASI HUAYLLA, ANGEL MEDRALDY		Fecha: MARZO - 2021		
Escala: INDICADA				



LEYENDA	
ESTRUCTURAS EXISTENTES A MANTENER	
ESTRUCTURA PROYECTADA	
ESTRUCTURAS A DEMOLER	
CERCO PERIMÉTRICO	
DELIMITACIÓN DEL LOTE	

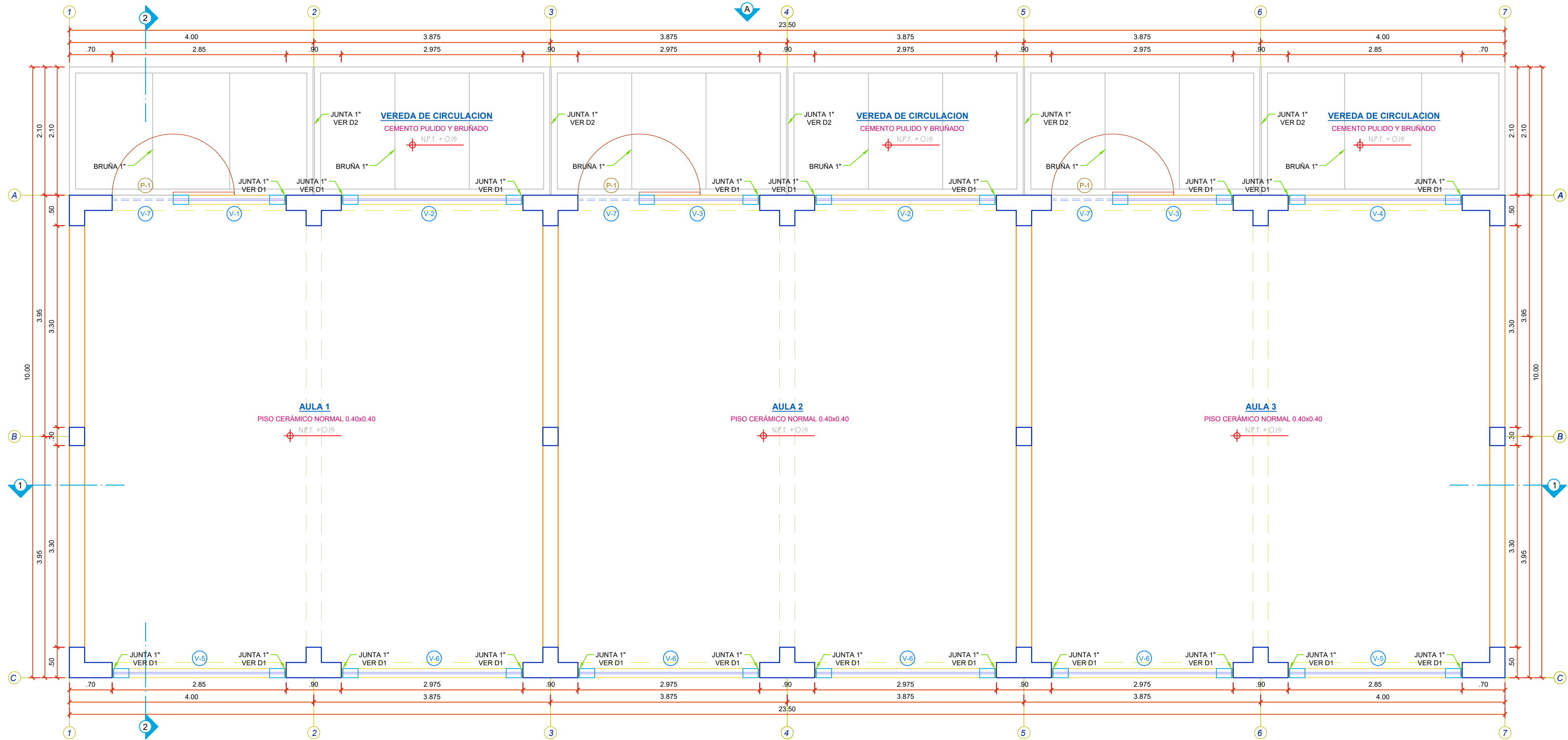
PLANTA DISTRIBUCIÓN GENERAL
PROYECTADA
Esc. 1/200

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

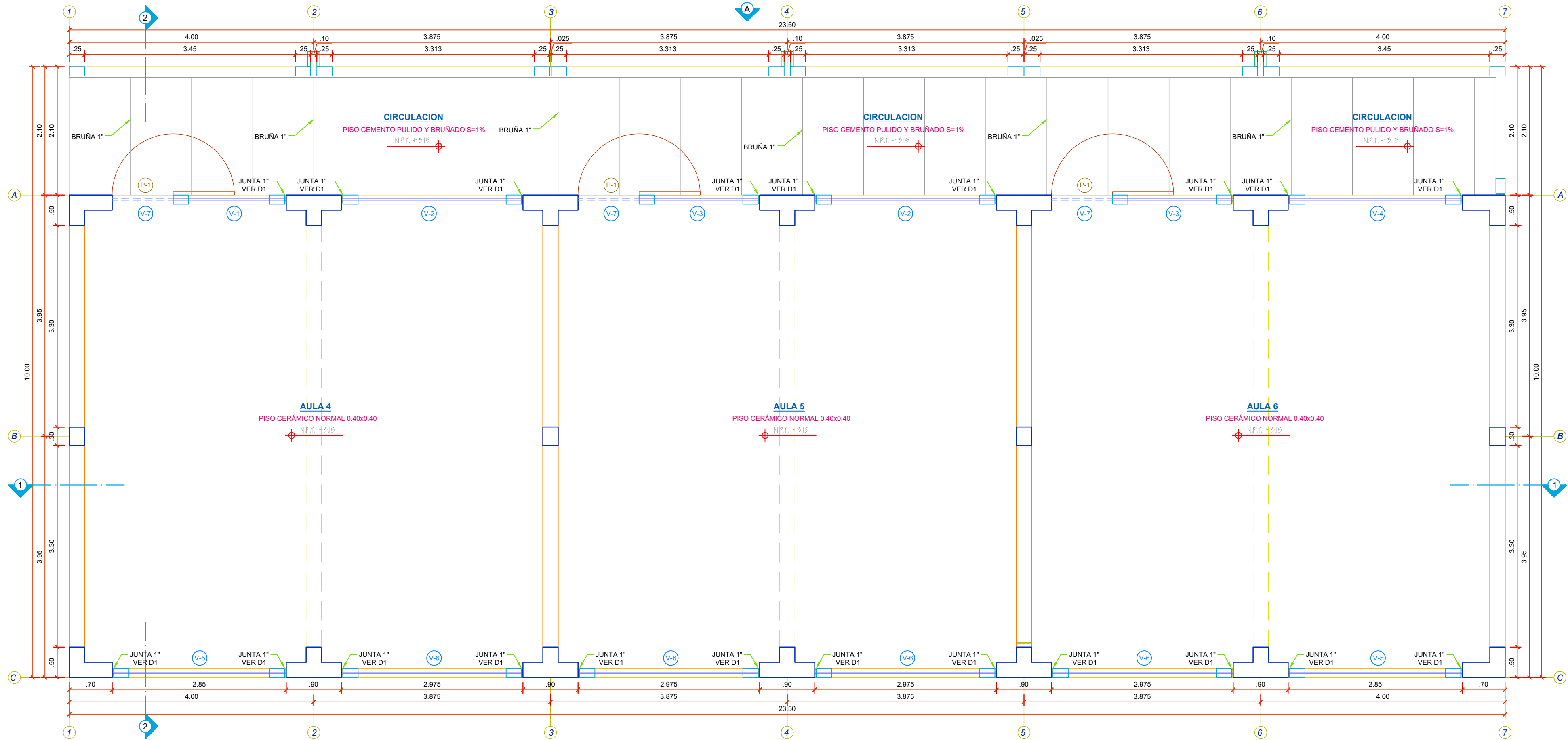


Proyecto: "ESTUDIO COMPARATIVO DE MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO HISTORIA, EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL CENTRO EDUCATIVO DEL NIVEL PRIMARIO EN LA I.E. N°22313 CC.PP. EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUIJES, PROVINCIA DE ICA - ICA - 2019"

Plano:	PLANTA GENERAL	Ubicación:	Dep. : ICA Prov. : ICA Dist : LOS AQUIJES Sector : CC.PP. EL ARENAL	Código:	PG-01
Bachiller:	ANCCASI HUAYLLA, ANGEL MEDRALDY				
Escala:	INDICADA	Fecha:	MARZO - 2021		

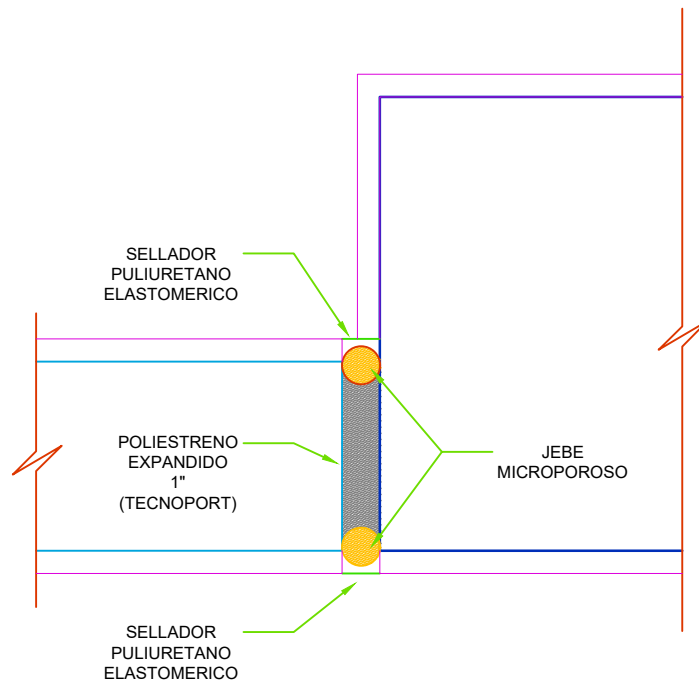


PLANTA 1ER PISO
Esc. 1/50

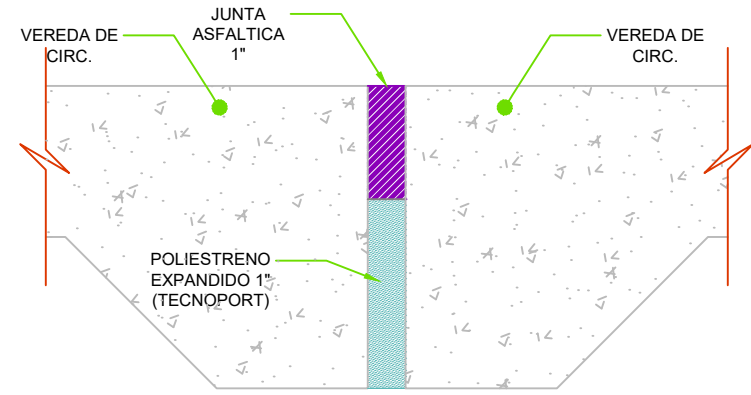


PLANTA 2DO Y 3ER PISO
Esc. 1/50

CUADRO DE VANOS - PUERTAS Y VENTANAS				
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
P - 1	1.000 m	2.100 m	---	MADERA
V - 1	1.850 m	0.900 m	1.500 m	ALUMINIO
V - 2	2.975 m	0.900 m	1.500 m	ALUMINIO
V - 3	1.975 m	0.900 m	1.500 m	ALUMINIO
V - 4	2.850 m	0.900 m	1.500 m	ALUMINIO
V - 5	2.850 m	1.100 m	1.300 m	ALUMINIO
V - 6	2.975 m	1.100 m	1.300 m	ALUMINIO
V - 7	1.000 m	0.300 m	2.100 m	ALUMINIO



DETALLE 1 - JUNTA 1"
Esc. 1/5



DETALLE 2 - JUNTA ASFÁLTICA 1"
Esc. 1/5

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Proyecto:

"ESTUDIO COMPARATIVO DE MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO HISTORIA, EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL CENTRO EDUCATIVO DEL NIVEL PRIMARIO EN LA I.E. N°22313 CC.PP. EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUÍES, PROVINCIA DE ICA - ICA - 2019"

Plano:

ARQUITECTURA - PLANTA

Bachiller:

ANCCASH HUAYLLA, ANGEL MEDRALDY

Escala:

INDICADA

Fecha:

MARZO - 2021

Ubicación:

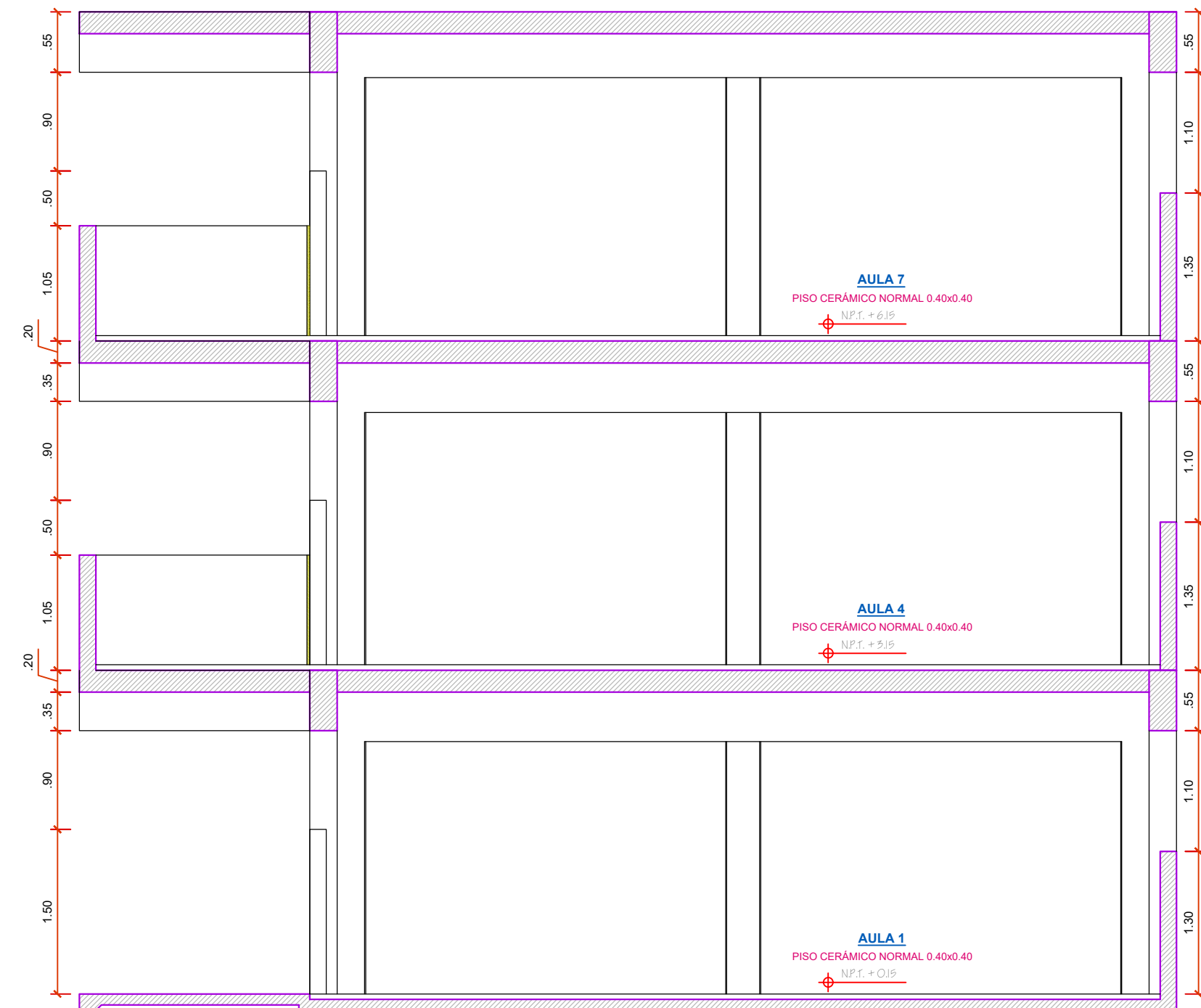
Dep. : ICA
Prov. : ICA
Dist : LOS AQUÍES
Sector : CC.PP. EL ARENAL

Código:

A-01



CORTE 1-1
Esc. 1/50



CORTE 2-2
Esc. 1/50



ELEVACIÓN A
Esc. 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1) MATERIALES

$f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ - (Veredas)
 $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ - (Columnetas C-5, vigas de amarre)
 $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ - Zapatas, sobrecimiento armado, vigas de conexi3n, columnas, vigas, losa aligerada.
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
ACERO CORRUGADO
FALSO PISO
= $C/H = 1:8$
SOLADO
= $C/H = 1:10$
CIMENTOS
= $C/H = F/c = 140 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ P.G.}$

* Usar Cemento Portland tipo I, en solados, zapatas, cimientos armados, vigas de conexi3n, sobrecimientos, falsos pisos, pisos, veredas
* Usar Cemento Portland tipo I, en Columnas, vigas, losa aligerada y demas estructuras

2) RECUBRIMIENTOS

a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a el: 7 cm
b) Concreto en contacto permanente con la intemperie:
- Barras 5/8" 6 menores: 4 cm
- Barras 3/4" o mayores: 5 cm
c) Concreto no expuesto a la intemperie:
- Losas macizas, losas aligeradas y vigas chatas: 2 cm
- Plastras de amarrar y vigas soleras: 2 cm
- Vigas, columnas y placas: 4 cm
- Mallas electrosoldadas: 1.5 cm
NOTA: Las indicaciones de recubrimientos hechas en los detalles de los planos mandan sobre las aqui consignadas.

3) RESISTENCIA DEL TERRENO

$\sigma_1 = 1.18 \text{ Kg/cm}^2$
 $D_f = 1.50 \text{ m.}$

4) SOBRECARGAS

S/C = 250 kg/m² (AULAS)
S/C = 400 kg/m² (CORREDORES)
S/C = 100 kg/m² (TECHO 3ER PISO)

5) TRASLAPES

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DE REFUERZO SUP. (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LA LUZ DE LA VIGA O LOSA A CLADO DE LA COLUMNA DE APOYO
EN COLUMNAS LOS EMPALMES "L" SE UBICARAN EN EL TERCIO CENTRAL.
NO SE EMPALMARAN MAS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION.

Le TRACCION

$\emptyset 1"$ 90 cm
 $\emptyset 3/4"$ 50 cm
 $\emptyset 5/8"$ 40 cm
 $\emptyset 1/2"$ 35 cm
 $\emptyset 3/8"$ 30 cm.

Le COMPRESION

$\emptyset 1"$ 75 cm
 $\emptyset 3/4"$ 55 cm
 $\emptyset 5/8"$ 45 cm
 $\emptyset 1/2"$ 40 cm.
 $\emptyset 3/8"$ 30 cm.

6) REGLAMENTO

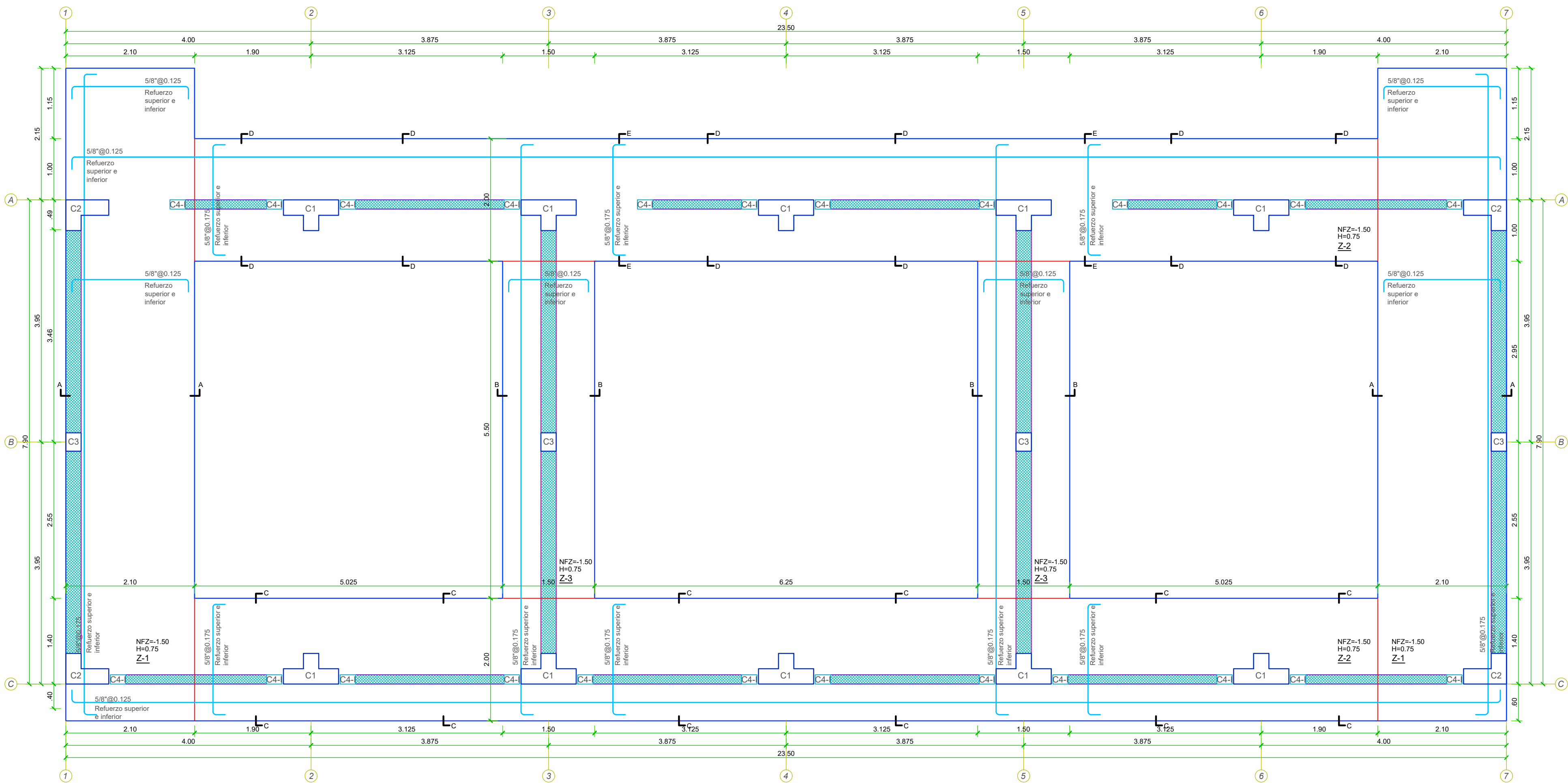
- Normas Peruanas de Estructuras:
- Norma Tecnica E-030-2018 Dise1o Sismo-Resistente
- Norma Tecnica E-060 Concreto Armado
- Reglamento Nacional de Edificaciones
- American Society for Teting Materials (ASTM)
- American Concrete Institute (ACI)

7) CARACTERISTICAS DE ALBA1ILERIA

a) TIPO DE ALBA1ILERIA
1.- En Muros Portantes: $f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$
2.- En Muros No Portantes (tabiques): $f_m = 55 \text{ kg/cm}^2$
b) UNIDAD :
1.- En Muros Portantes: Usar Ladrillo KK Tipo IV, $f_b = 145 \text{ kg/cm}^2$
2.- En Muros No Portantes (tabiques): Usar Ladrillo tipo II, $f_b = 55 \text{ kg/cm}^2$
c) TIPO DE LADRILLO :
1.- En Muros Portantes: Ladrillo Maquinado KK 18 H, $9 \times 13 \times 24$
2.- En Muros No Portantes (tabiques): Ladrillo artesanal $6 \times 12 \times 23$
d) MAXIMO DE VACIOS 25%
e) ESPESOR DE MURO
PORTANTE (con acabados) = 26cm.
TABIQUES (con acabados) = 16cm.
f) MORTERO 1:4 CON CAL
g) ESPESOR DE JUNTA 0.9 cm. (m1nimo)
1.5 cm. (m1ximo)

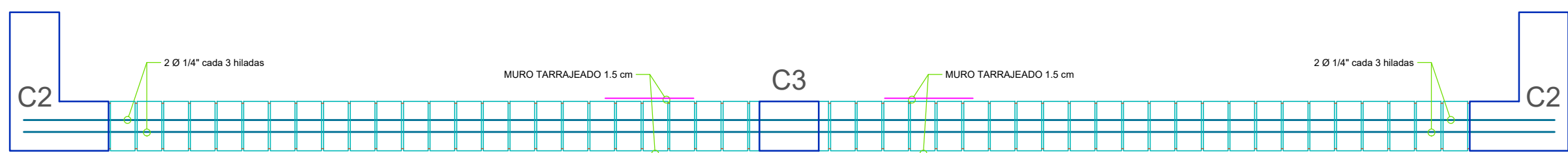
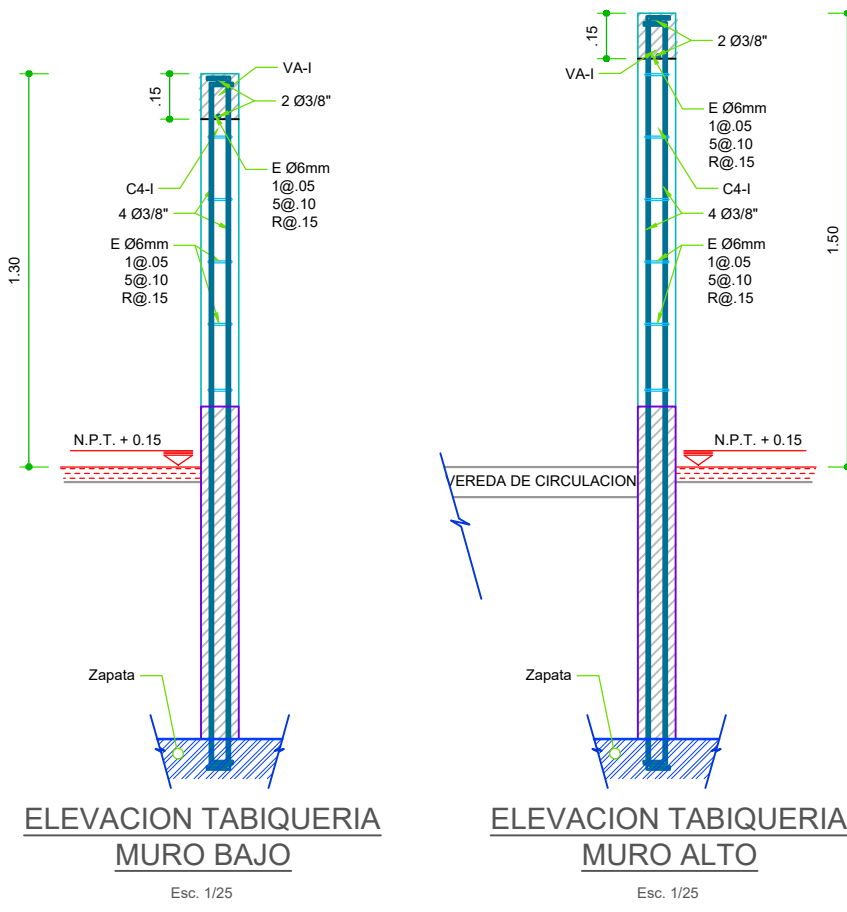
8) SISTEMA ESTRUCTURAL
SISMORRESISTENTE

MIXTO:
APORTICADO +
MUROS DE ALBA1ILERIA CONFINADA
9) PARAMETROS PARA DEFINIR LA FUERZA SISMICA
FACTOR DE ZONA: ICA - ZONA 4
FACTOR DE USO: EDIFICACI3N ESENCIAL : $U = 1.5$
FACTOR DE SUELO: SUELO BLANDO (S_F) : $S = 1.1$
SUELO TIPO S3 : $T_p = 1.0$ s $T_L = 1.6$
FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SIMICA: $R_x = 8$, $R_y = 3$
LIMITE DE DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO:
PARA SISTEMAS DE PORTICOS Y MUROS = 0.005

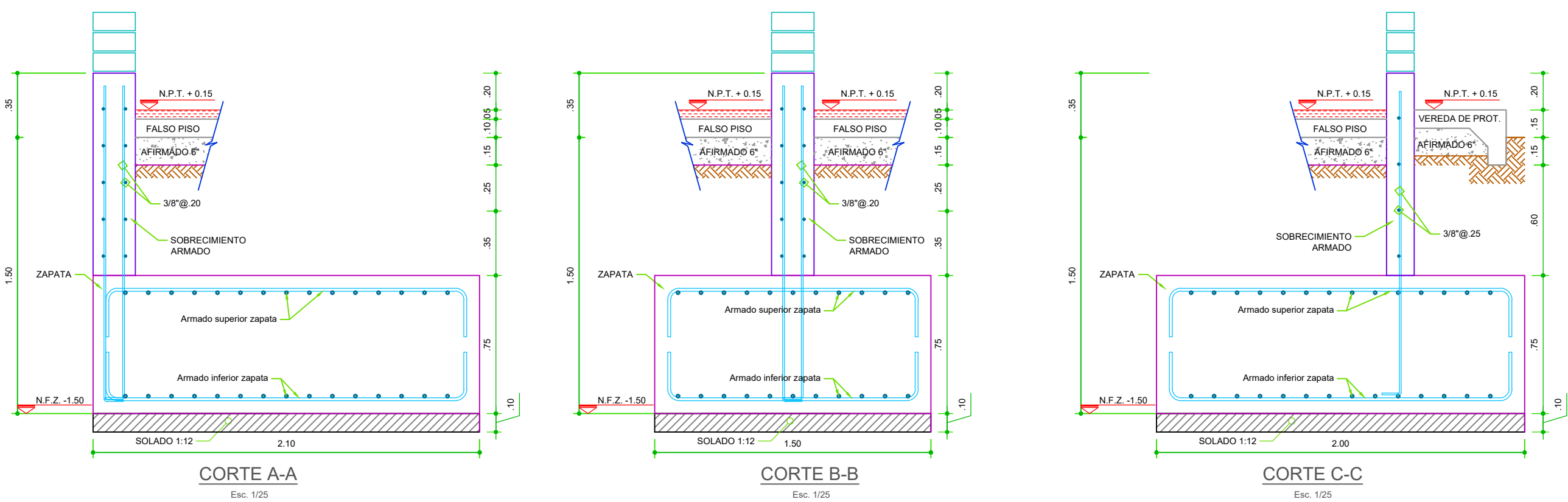


DETALLE DE COLUMNAS			
C1	C2	C3	C4-1
16 Ø 3/4" 3E Ø 3/8" 1Ø 05, 9Ø 10, RØ 20	8 Ø 3/4" y 6Ø 5/8" 2E Ø 3/8" 1Ø 05, 7Ø 10, RØ 20	4 Ø 5/8" y 2Ø 1/2" 1E Ø 3/8" 1Ø 05, 6Ø 10, RØ 15	4 Ø 3/8" 1E Ø 6 mm 1Ø 05, 5Ø 10, RØ 15

TRASLAPES Y EMPALMES			ESTRIBOS		
Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUM (cm)	LOSAS Y VIGAS	Ø	L
6 mm	30	-		Ø	L
8 mm	40	30		1/4"	10 cm
3/8"	50	40		3/8"	15 cm
1/2"	50	40			
5/8"	60	50			
-	-	-	NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APOYO		
-	-	-			



DETALLE DE MURO COLUMNETA



CUADRO DE ZAPATAS			
TIPO	DIMENSION	h	Ø
ZAPATA	Z-1	2.10 x 10.65	0.75
	Z-2	19.30 x 2.00	0.75
	Z-3	1.50 x 5.50	0.75

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto: "ESTUDIO COMPARATIVO DE M1TODOS DE AN1LISIS DIN1MICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y AN1LISIS DIN1MICO TIEMPO HISTORIA, EN EL DISE1O SISMORRESISTENTE DEL CENTRO EDUCATIVO DEL NIVEL PRIMARIO EN LA I.E. N°22313 CC.PP. EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUILES, PROVINCIA DE ICA - ICA - 2019"

Plano: ESTRUCTURA - CIMENTACI3N

Bachiller: ANCCASI HUAYLLA, ANGEL MEDRALDY

Escala: INDICADA

Fecha: MARZO - 2021

Ubicaci3n: Dep. : ICA, Prov. : ICA, Dist. : LOS AQUILES

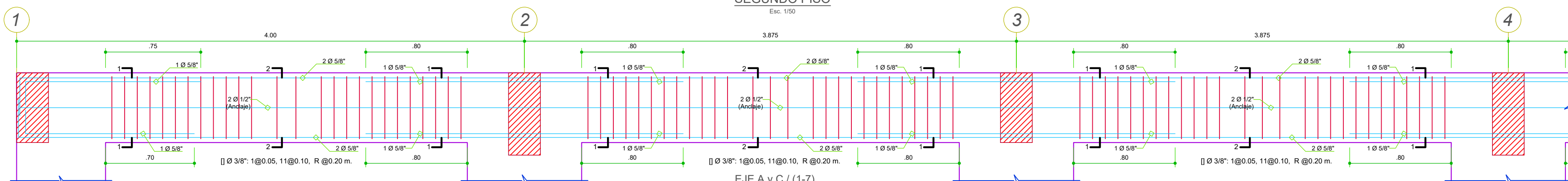
Sector : CC.PP. EL ARENAL

E-01



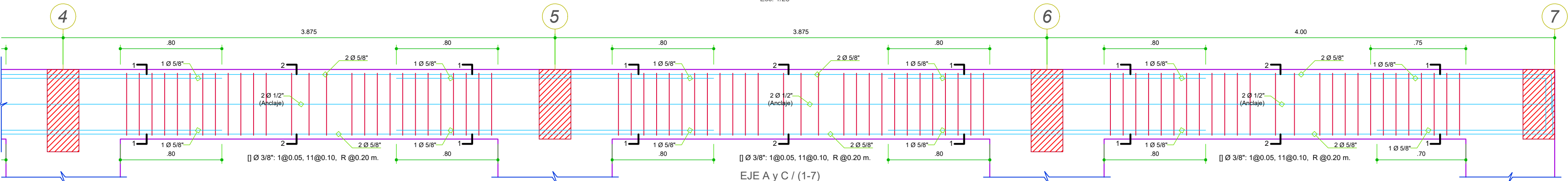
ALIGERADO PRIMER Y SEGUNDO PISO

Esc. 1/50



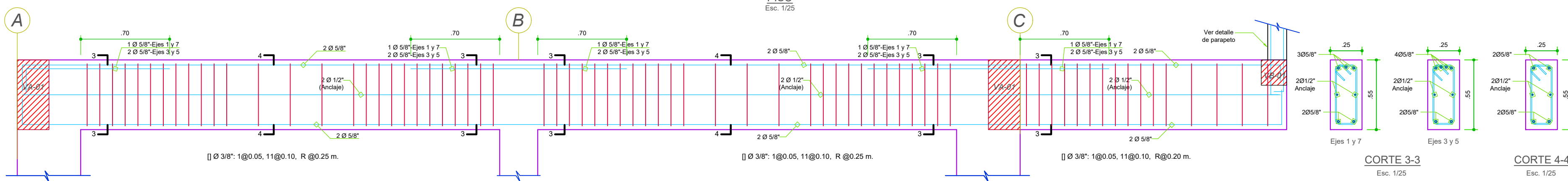
EJE A y C / (1-7) PRIMER Y SEGUNDO PISO

Esc. 1/25



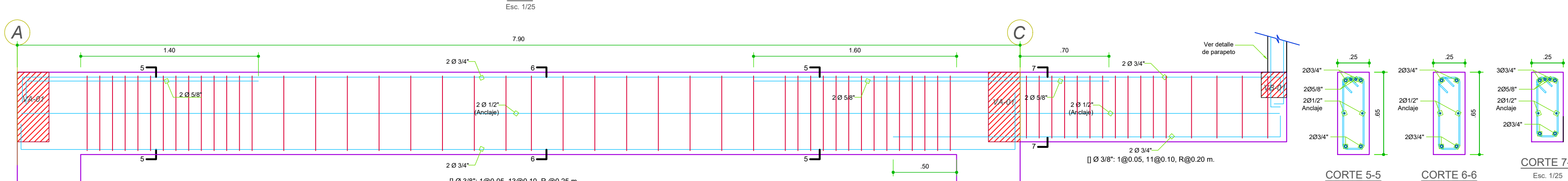
EJE A y C / (1-7) PRIMER Y SEGUNDO PISO

Esc. 1/25



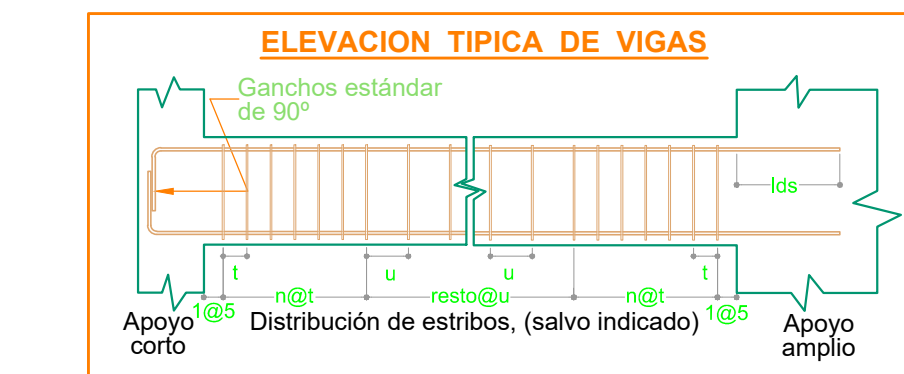
EJE 1, 3, 5, 7 - (A-C) PRIMER Y SEGUNDO PISO

Esc. 1/25



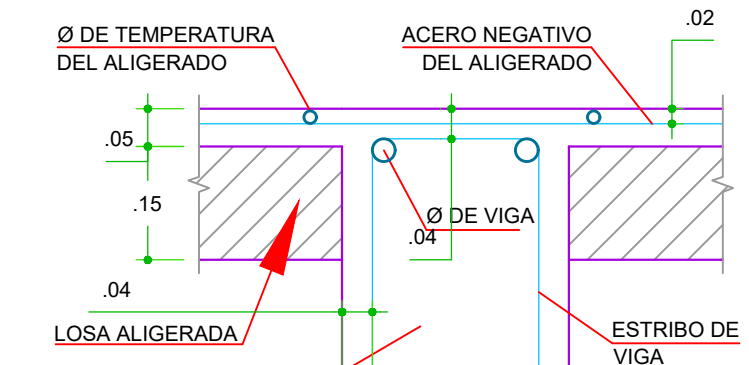
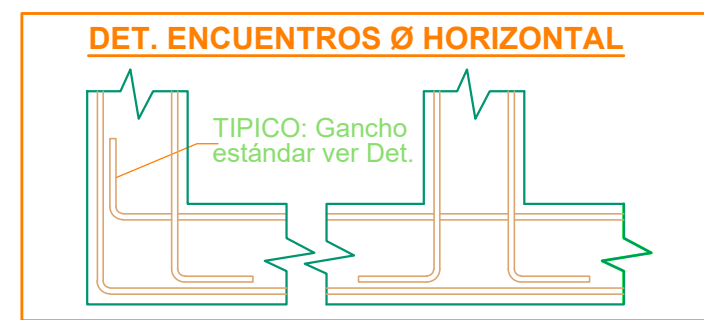
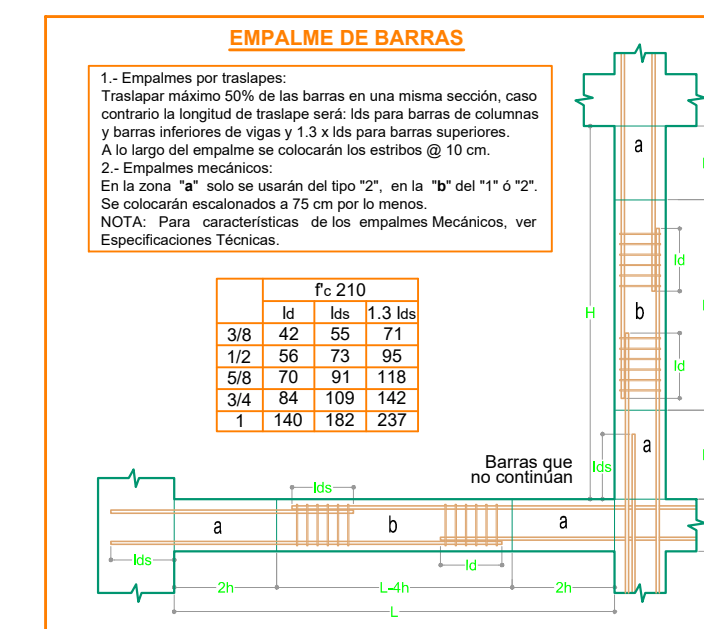
EJE 2, 4, 6 - (A-C) PRIMER Y SEGUNDO PISO

Esc. 1/25



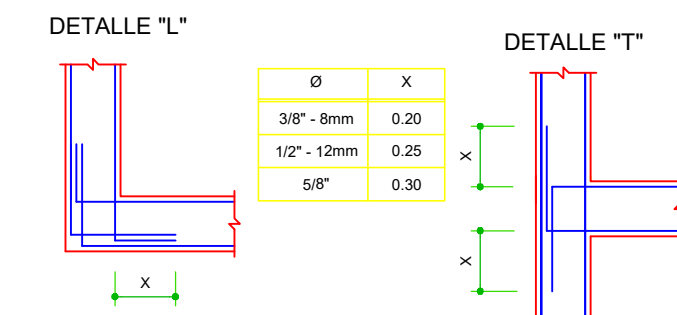
DETALLE DE GANCHOS ESTANDAR				
db	D	L	L1	
14, M6	4.0	12.0	6.5	
3/8, M8, 10	6.0	15.0	8.0	
1/2, M12	8.0	20.0	10.0	
5/8	10.0	25.0	13.0	
3/4	11.5	30.0	15.0	
1	15.0	41.0	20.0	

DETALLE DE ESTRIBOS			
db	D	L	D
M6, M8, 1/4	4.0	8.0	8.0
M8, M10, 3/8	6.0	12.5	12.5
M12, 1/2	8.0	16.5	16.5
5/8	10.0	21.0	21.0

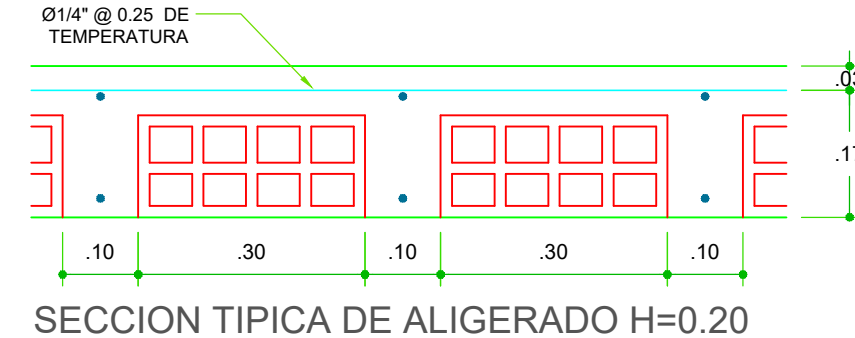
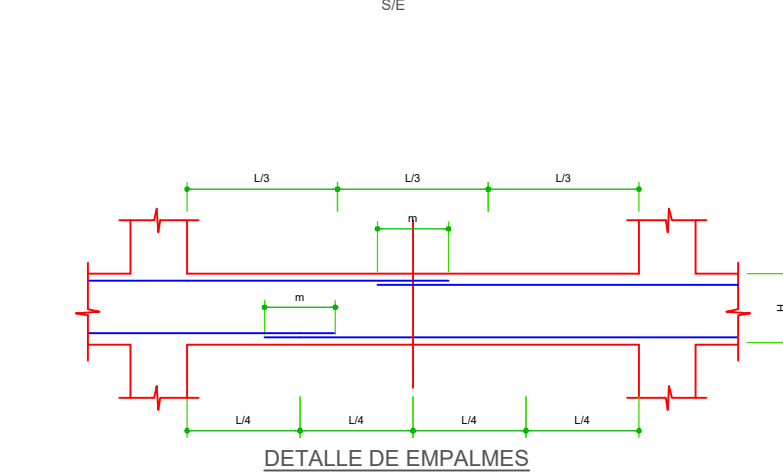


DETALLE DE RECUBIMIENTOS EN ENCUENTRO VIGA LOSA

Esc. 1/10



DETALLE ENCUENTRO DE VIGAS EN PLANTAS



Esc. 1/10

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1) MATERIALES

$f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ (Veredas)
 $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (Columnetas C-5, vigas de amarre)
 $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ - Zapatas, sobrecimientos armado, vigas de conex. columnas, vigas, losa aligerada.
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ ACERO CORRUGADO
FALSO PISO = $C/H = 1.8$
SOLADO = $C/H = 1.10$
CIMENTOS = $C/H = F'c = 140 \text{ Kg/cm}^2 + 30\% \text{ P.G.}$

* Usar Cemento Portland tipo I, en solados, zapatas, cimientos armados, vigas de conex. sobrecimientos falsos pisos, pisos, veredas y demas estructuras
* Usar Cemento Portland tipo I, en Columnas, vigas, losa aligerada y demas estructuras

2) RECUBRIMIENTOS

a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 7 cm
b) Concreto en contacto permanente con la intemperie:
- Barras 5/8" o menores: 4 cm
- Barras 3/4" o mayores: 5 cm
c) Concreto no expuesto a la intemperie:
- Losas macizas, losas aligeradas y vigas chatas: 2 cm
- Placas de amarre y vigas soleras: 2 cm
- Vigas, columnas y placas: 4 cm
- Mallas electrosoldadas: 1.5 cm
NOTA: Las indicaciones de recubrimientos hechas en los detalles de los planos mandan sobre las aquí consignadas.

3) RESISTENCIA DEL TERRENO

$\sigma_1 = 1.18 \text{ Kg/cm}^2$
 $D_f = 1.50 \text{ m.}$

4) SOBRECARGAS

$S/C = 250 \text{ kg/m}^2$ (AULAS)
 $S/C = 400 \text{ kg/m}^2$ (CORREDORES)
 $S/C = 100 \text{ kg/m}^2$ (TECHO 3ER PISO)

5) TRASLAPES

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DE REFUERZO SUP. (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LA LUZ DE LA VIGA O LOSA A CLADO DE LA COLUMNA DE APOYO
EN COLUMNAS LOS EMPALMES "L" SE UBICARAN EN EL TERCIO CENTRAL.
NO SE EMPALMARAN MAS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION.

Le TRACCION

$\emptyset 1"$ 90 cm
 $\emptyset 3/4"$ 50 cm
 $\emptyset 5/8"$ 40 cm
 $\emptyset 1/2"$ 35 cm
 $\emptyset 3/8"$ 30 cm.

Le COMPRESION

$\emptyset 1"$ 75 cm
 $\emptyset 3/4"$ 55 cm
 $\emptyset 5/8"$ 45 cm
 $\emptyset 1/2"$ 40 cm.
 $\emptyset 3/8"$ 30 cm.

6) REGLAMENTO

- Normas Peruanas de Estructuras:
- Norma Tecnica E-030-2018 Diseño Sismo-Resistente
- Norma Tecnica E-060 Concreto Armado
- Reglamento Nacional de Edificaciones
- American Society for Teting Materials (ASTM)
- American Concrete Institute (ACI)

7) CARACTERISTICAS DE ALBAÑILERIA

a) TIPO DE ALBAÑILERIA
1.- En Muros Portantes: $f_m = 55 \text{ kg/cm}^2$
2.- En Muros No Portantes (tabiques): $f_m = 35 \text{ kg/cm}^2$
b) UNIDAD :
1.- En Muros Portantes: Usar Ladrillo KK Tipo IV, $f_b = 145 \text{ kg/cm}^2$
2.- En Muros No Portantes (tabiques): Usar Ladrillo tipo II, $f_b = 55 \text{ kg/cm}^2$

c) TIPO DE LADRILLO :

1.- En Muros Portantes: Ladrillo Maquinado KK 18 H. $9 \times 13 \times 24$
2.- En Muros No Portantes (tabiques): Ladrillo artesanal $6 \times 12 \times 23$

d) MAXIMO DE VACIOS 25%

e) ESPESOR DE MURO

PORTANTE (con acabados) = 26 cm.
TABIQUES (con acabados) = 16 cm.

f) MORTERO 1:4 CON CAL

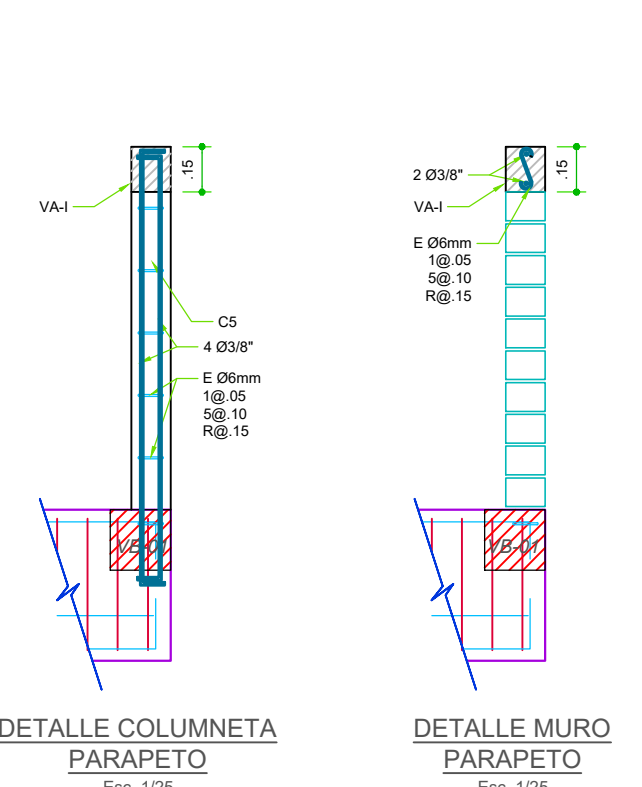
g) ESPESOR DE JUNTA 0.9 cm. (mínimo)
1.5 cm. (máximo)

8) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

MIXTO:
APORTICADO +
MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA

9) PARAMETROS PARA DEFINIR LA FUERZA SISMICA

FACTOR DE ZONA: ICA - ZONA 4
FACTOR DE USO: EDIFICACION ESENCIAL : $U=1.5$
FACTOR DE SUELO: SUELO BLANDO (SP) : $S=1.1$
SUELO TIPO S3 : $T_p=1.0 \text{ s}$ $T_L=1.6$
FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SIMICA: $R_x=8, R_y=3$
LIMITE DE DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO:
PARA SISTEMAS DE PORTICOS Y MUROS = 0.005

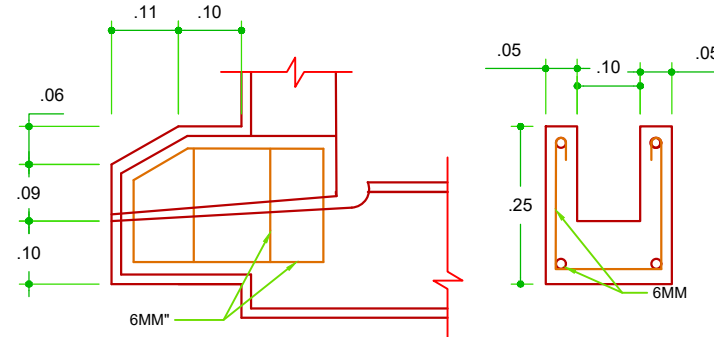


DETALLE COLUMNETA PARAPETO

Esc. 1/25

DETALLE MURO PARAPETO

Esc. 1/25



DETALLE DE GARGOLA

Esc. 1/12.5

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto:

"ESTUDIO COMPARATIVO DE METODOS DE ANALISIS DINAMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y ANALISIS DINAMICO TIEMPO HISTORIA, EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL CENTRO EDUCATIVO DEL NIVEL PRIMARIO EN LA I.E. N°22313 CC.PP. EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUINES, PROVINCIA DE ICA - ICA - 2019"

Plano:

ESTRUCTURA - ALIGERADO
PRIMER Y SEGUNDO PISO

Bachiller:

ANCCASI HUAYLLA, ANGEL MEDRALDY

Indicada:

MARZO - 2021

Ubicación:

Dep. : ICA
Prov. : ICA
Dist : LOS AQUINES

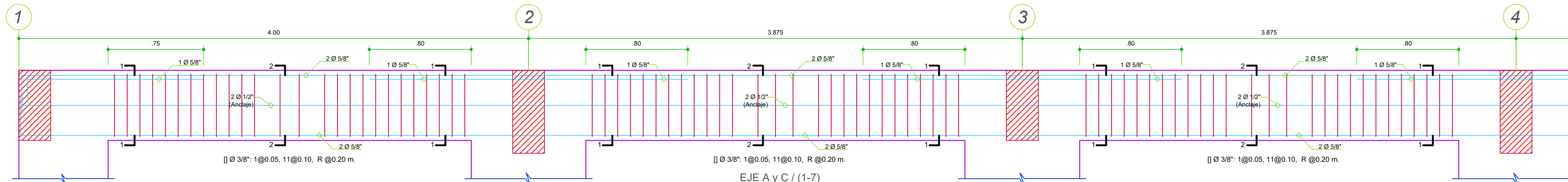
Código:

Sector : CC.PP. EL ARENAL

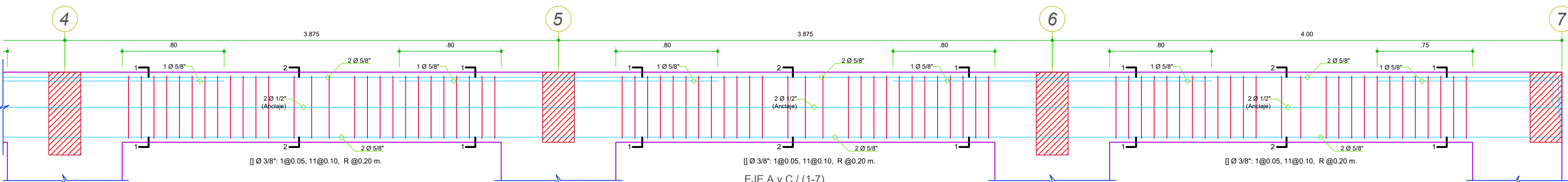
E-02



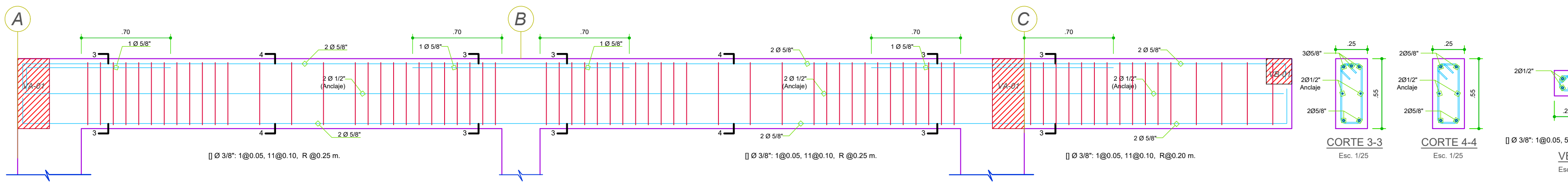
ALIGERADO TERCER PISO



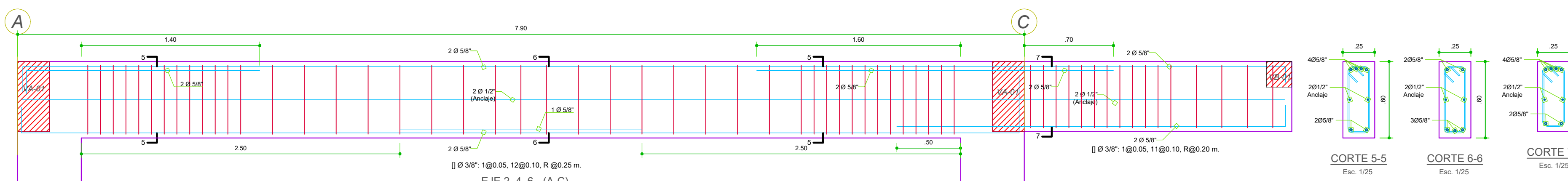
EJE A y C / (1-7)



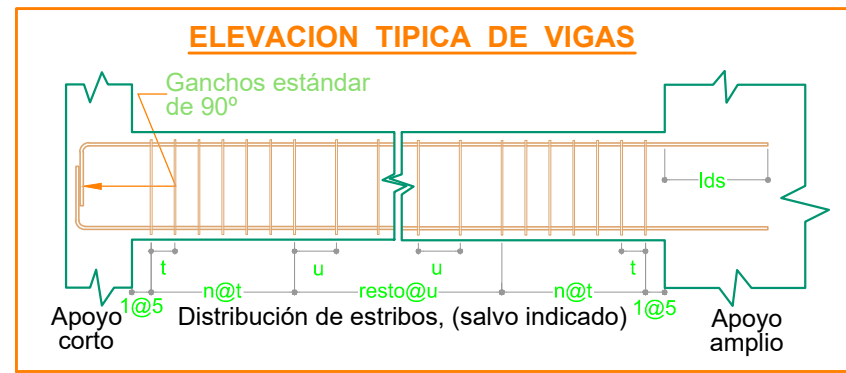
EJE A y C / (1-7)



EJE 1, 3, 5, 7 - (A-C)

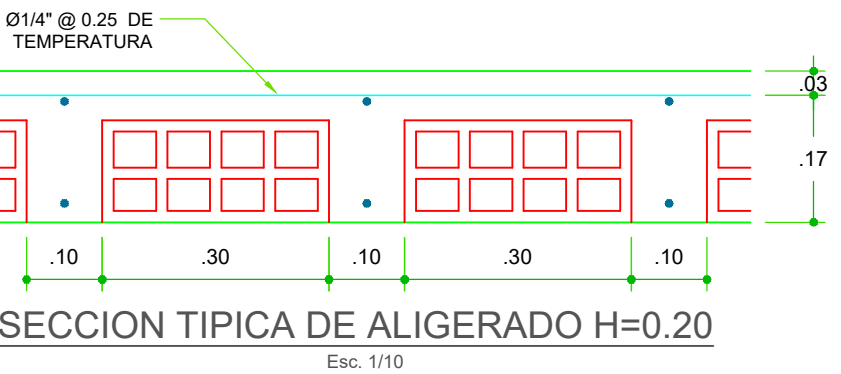
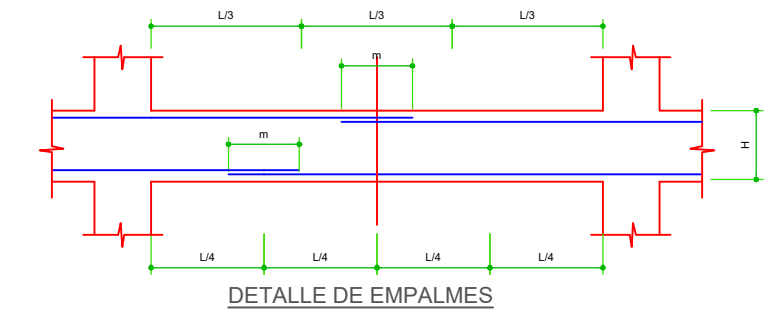
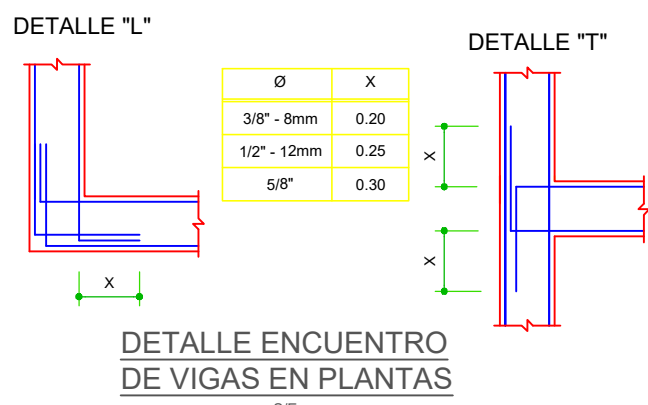
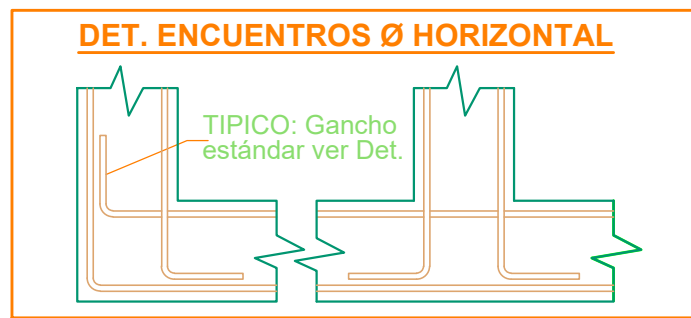
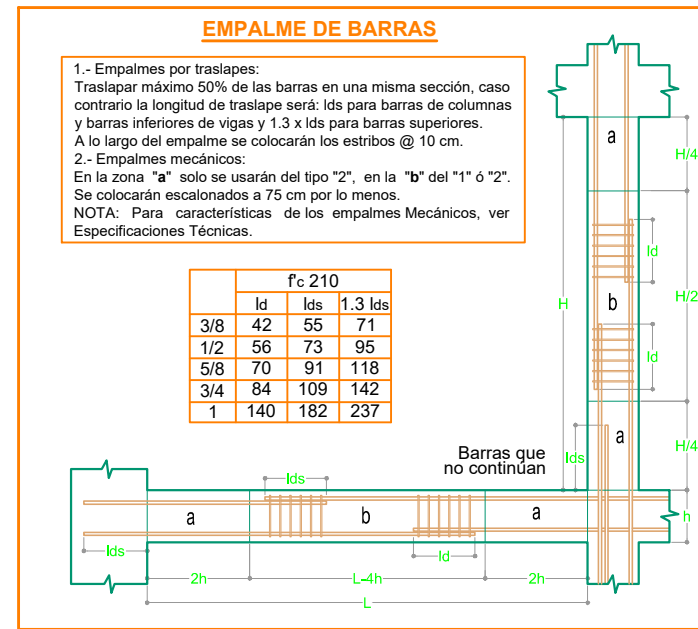


EJE 2, 4, 6 - (A-C)



DETALLE DE GANCHOS ESTANDAR				
db	D	L	L1	
14, M6	4.0	12.0	6.5	
3/8, M8, 10	6.0	15.0	8.0	
1/2, M12	8.0	20.0	10.0	
5/8	10.0	25.0	13.0	
3/4	11.5	30.0	15.0	
1	15.0	41.0	20.0	

DETALLE DE ESTRIBOS			
db	D	L	L2
M6, M8, 1/4	4.0	8.0	
M8, M10, 3/8	6.0	12.5	
M12, 1/2	8.0	16.5	
5/8	10.0	21.0	



ESPECIFICACIONES TECNICAS

1) MATERIALES

$f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ (Veredas)
 $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (Columnetas C-5 vigas de amarre)
 $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ - Zapatas, sobrecimiento armado, vigas de conexi, columnas, vigas, losa aligerada.
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ ACERO CORRUGADO
FALSO PISO = $C/H = 1.8$
SOLADO = $C/H = 1.10$
CIMENTOS = $C/H = F'c = 140 \text{ Kg/cm}^2 + 30\% \text{ P.G.}$

* Usar Cemento Portland tipo I, en solados, zapatas, cimientos armados, vigas de conexi, sobrecimientos, falsos pisos, pilas, pilas, y demas estructuras
* Usar Cemento Portland tipo I, en Columnas, vigas, losa aligerada y demas estructuras

2) RECUBRIMIENTOS

a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 7 cm
b) Concreto en contacto permanente con la intemperie:
- Barras 5/8" o menores: 4 cm
- Barras 3/4" o mayores: 5 cm
c) Concreto no expuesto a la intemperie:
- Losas macizas, losas aligeradas y vigas chatas: 2 cm
- Placas de amarre y vigas soleras: 2 cm
- Vigas, columnas y placas: 4 cm
- Mallas electrosoldadas: 1.5 cm
NOTA: Las indicaciones de recubrimientos hechas en los detalles de los planos mandan sobre las aquí consignadas.

3) RESISTENCIA DEL TERRENO

$Q_1 = 1.18 \text{ Kg/cm}^2$
 $D_f = 1.50 \text{ m}$

4) SOBRECARGAS

$S/C = 250 \text{ kg/m}^2$ (AULAS)
 $S/C = 400 \text{ kg/m}^2$ (CORREDORES)
 $S/C = 100 \text{ kg/m}^2$ (TECHO 3ER PISO)

5) TRASLAPES

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DE REFUERZO SUP. (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LA LUZ DE LA VIGA O LOSA A CLADO DE LA COLUMNA DE APOYO
EN COLUMNAS LOS EMPALMES "L" SE UBICARAN EN EL TERCIO CENTRAL.
NO SE EMPALMARAN MAS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION.

Le TRACCION

$\emptyset 1"$ 90 cm
 $\emptyset 3/4"$ 80 cm
 $\emptyset 5/8"$ 40 cm
 $\emptyset 1/2"$ 35 cm
 $\emptyset 3/8"$ 30 cm

Le COMPRESION

$\emptyset 1"$ 75 cm
 $\emptyset 3/4"$ 55 cm
 $\emptyset 5/8"$ 45 cm
 $\emptyset 1/2"$ 40 cm
 $\emptyset 3/8"$ 30 cm

6) REGLAMENTO

- Normas Peruanas de Estructuras:
- Norma Tecnica E-030-2018 Diseño Sismo-Resistente
- Norma Tecnica E-060 Concreto Armado
- Reglamento Nacional de Edificaciones
- American Society for Teting Materials (ASTM)
- American Concrete Institute (ACI)

7) CARACTERISTICAS DE ALBAÑILERIA

a) TIPO DE ALBAÑILERIA

1- En Muros Portantes: $f_m = 55 \text{ kg/cm}^2$
2- En Muros No Portantes (tabiques): $f_m = 35 \text{ kg/cm}^2$

b) UNIDAD :

1- En Muros Portantes: Usar Ladrillo KK Tipo IV, $f_b = 145 \text{ kg/cm}^2$
2- En Muros No Portantes (tabiques): Usar Ladrillo tipo II, $f_b = 55 \text{ kg/cm}^2$

c) TIPO DE LADRILLO :

1- En Muros Portantes: Ladrillo Maquinado KK 18 H. $9 \times 13 \times 24$
2- En Muros No Portantes (tabiques): Ladrillo artesanal $6 \times 12 \times 23$

d) MAXIMO DE VACIOS 25%

e) ESPESOR DE MURO

PORTANTE (con acabados) = 26 cm.
TABIQUES (con acabados) = 16 cm.

f) MORTERO 1:4 CON CAL

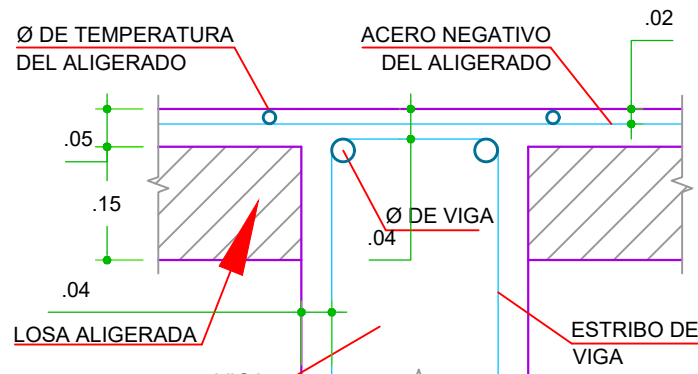
g) ESPESOR DE JUNTA 0.9 cm. (mínimo)
1.5 cm. (máximo)

8) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

MIXTO:
APORTICADO +
MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA

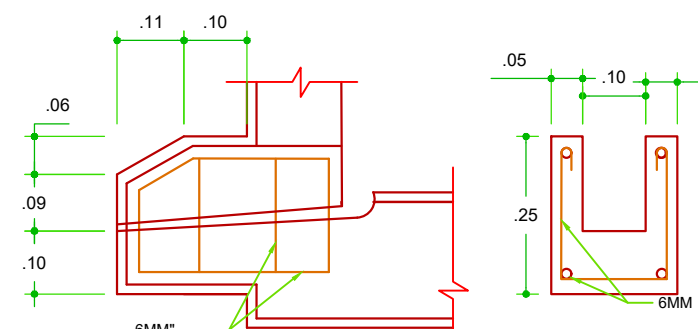
9) PARAMETROS PARA DEFINIR LA FUERZA SISMICA

FACTOR DE ZONA: ICA - ZONA 4
FACTOR DE USO: EDIFICACION ESENCIAL : $U=1.5$
FACTOR DE SUELO: SUELO BLANDO (SP) : $S=1.1$
SUELO TIPO S3 : $T_p=1.0$ s $T_L=1.6$
FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SIMICA: $R_x=8$, $R_y=3$
LIMITE DE DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO:
PARA SISTEMAS DE PORTICOS Y MUROS = 0.005



DETALLE DE RECUBRIMIENTOS EN ENCUENTRO VIGA LOSA

Esc. 1/10



DETALLE DE GARGOLA

Esc. 1/12.5

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto:			
"ESTUDIO COMPARATIVO DE MÉTODOS DE ANÁLISIS DINAMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA Y ANÁLISIS DINAMICO TIEMPO HISTORIA, EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL CENTRO EDUCATIVO DEL NIVEL PRIMARIO EN LA I.E. N°22313 CC.PP. EL ARENAL, DISTRITO LOS AQUINES, PROVINCIA DE ICA - ICA - 2019"			
Plano:	Ubicación:		C:
ESTRUCTURA - ALIGERADO TERCER PISO	Dep. : ICA		E-03
	Prov. : ICA		
	Dist : LOS AQUINES		
Bachiller:	Sector:		
ANCCASI HUAYLLA, ANGEL MEDRALDY	CC.PP. EL ARENAL		
Indicada:	Fecha:		
INDICADA	MARZO - 2021		