



Universidad Nacional  
**SAN LUIS GONZAGA**



## [Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/)

Esta licencia permite a otras combinar, retocar, y crear a partir de su obra de forma no comercial, siempre y cuando den crédito y licencia a nuevas creaciones bajo los mismos términos.

[http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/)



## INFORME DE REVISIÓN

Se ha realizado el análisis con el software antiplagio de la Universidad Nacional "San Luis Gonzaga", por parte de los docentes reponsables, al documento cuyo título es:

**APLICACIÓN DE LA NORMA SISMORESISTENTE E-030 PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION APORTICADA DE CONCRETO ARMADO EN EL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS - ICA**

presentado por:

**ALEX ELMER ALLAUCA HUARIPAUCAR**

del nivel **PREGRADO** de la facultad de **INGENIERIA CIVIL** obteniéndose como resultado una coincidencia de **11.12%** otorgándosele el calificativo de:

**APROBADO**

Se adjunta al presenta el reporte de evaluación del software antiplagio.

Observaciones:

**APROBADO LA EVALUACION DE ORIGINALIDAD DEL TRABAJO DE TESIS** el cual se evidencia el Nivel de Similitud del 11.1% de conformidad a la R.R. 1668 - R - UNICA - 2020, art. 18.2

Ica, 20 de Enero de 2021

**MARTIN HAMILTON WILSON  
HUAMANCHUMO  
COORDINADOR  
SOFTWARE ANTIPLAGIO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**EDITH ISABEL GUERRA LANDA  
ASESOR  
SOFTWARE ANTIPLAGIO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA” DE ICA**



**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO CIVIL**

**MODALIDAD:  
TESIS DE GRADO**

**TÍTULO:  
APLICACIÓN DE LA NORMA SISMORRESISTENTE E-030 PARA EL  
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN APORTICADA DE  
CONCRETO ARMADO EN EL CASERÍO SAN MARTÍN DE PORRAS-  
ICA**

**AUTOR:  
BACHILLER ALEX ELMER ALLAUCCA HUARIPAUCAR**

**ICA – PERÚ**

**2019**

## **DEDICATORIA**

A DIOS por bendecirnos todos los días.

A mis padres, por ser mí vitalidad, mí motor y motivo para ver mi sueño hecho realizado.

A los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil por  
impartir sus conocimientos y experiencias en nuestra etapa  
de formación profesional; a mis compañeros por aquellos momentos  
inolvidables de tristeza y alegría.

## INDICE

DEDICATORIA .....	1
INDICE .....	2
INDICE DE TABLAS .....	5
INDICE DE FIGURAS .....	7
RESUMEN .....	8
ABSTRACT.....	9
INTRODUCCIÓN .....	11
CAPITULO I: MARCO TEÓRICO .....	12
1.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN .....	12
1.1.1. ANTECEDENTES A NIVEL INTERNACIONAL.....	12
1.1.2. ANTECEDENTES A NIVEL NACIONAL.....	13
1.2. BASES TEÓRICAS DE LA INVESTIGACIÓN .....	15
1.2.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA.....	15
1.2.2. TASA DE CRECIMIENTO POBLACIONAL .....	18
1.2.3. TOPOGRAFÍA .....	19
1.2.4. ASPECTOS SISMOLÓGICOS .....	19
1.2.5. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO .....	25
1.2.6. METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD.....	27
1.2.7. ANÁLISIS SÍSMICO .....	28
1.2.8. FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	43
1.2.9. DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS.....	44
1.2.10. DISEÑO DE COLUMNAS .....	47
1.2.11. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN .....	49
1.2.12. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN .....	49
1.2.13. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS.....	53
1.3. MARCO LEGAL.....	53
1.4. MARCO CONCEPTUAL .....	53
CAPITULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN .....	56
2.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA.....	56
2.2. FORMULACIÓN DE PROBLEMAS .....	56
2.2.1. PROBLEMA GENERAL .....	56
2.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	56

2.3. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA.....	57
2.3.1. DELIMITACIÓN ESPACIAL O GEOGRÁFICA.....	57
2.3.2. DELIMITACIÓN TEMPORAL.....	57
2.3.3. DELIMITACIÓN SOCIAL.....	57
2.3.4. DELIMITACIÓN CONCEPTUAL.....	57
2.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.....	57
2.4.1. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	57
2.4.2. IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.....	58
2.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	58
2.5.1. OBJETIVO GENERAL.....	58
2.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	58
2.6. HIPÓTISIS DE LA INVESTIGACIÓN.....	59
2.6.1. HIPÓTISIS GENERAL.....	59
2.6.2. HIPÓTISIS ESPECÍFICAS.....	59
2.7. VARIABLES DE INVESTIGACIÓN.....	60
2.7.1. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES.....	60
2.7.2. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES E INDICADORES.....	60
2.7.3. MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	60
CAPITULO III: ESTRATEGIA METODOLÓGICA.....	63
3.1. TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	63
3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	63
3.1.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	63
3.1.3. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN.....	63
3.1.4. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	63
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA MATERIA DE INVESTIGACIÓN.....	63
3.2.1. POBLACIÓN DE ESTUDIO.....	63
3.2.2. MUESTRA DE ESTUDIO.....	63
CAPITULO IV: TECNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN.....	64
4.1. TECNICAS DE RECOLECCION DE DATOS.....	64
4.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS.....	64
4.3. TECNICAS DE PROCESAMIENTO DE DATOS, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	64
4.3.1. DESCRIPCIÓN DEL PLANTEAMIENTO DE LA EDIFICACIÓN.....	65
4.3.2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	68
4.3.3. METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD.....	74
4.3.4. ANÁLISIS SÍSMICO.....	76
4.3.5. FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	83

4.3.6. DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS.....	84
4.3.7. DISEÑO DE COLUMNAS .....	93
4.3.8. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN .....	98
4.3.9. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS.....	103
CAPITULO V: PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	105
5.1. PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS .....	105
5.1.1. PRESENTACIÓN DE MODELOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO CON EL SOFTWARE ETABS V16.2.1 .....	105
5.1.2. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO CON EL SOFTWARE ETABS V16.2.1 .....	109
5.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	116
5.2.1. ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO.....	116
5.2.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL COMPARATIVO .....	117
CAPITULO VI: COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS.....	119
6.1. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL.....	119
6.2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECÍFICAS.....	119
CONCLUSIONES .....	120
RECOMENDACIONES.....	121
FUENTES DE INFORMACIÓN .....	122
ANEXOS .....	124

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Departamentos con mayor superficie (km <sup>2</sup> ).....	16
Tabla 2. Tasa de Crecimiento Poblacional por Departamento. ....	18
Tabla 3. Sismos más trascendentales sucedidos en el Perú. ....	20
Tabla 4. Factor de Suelo. ....	32
Tabla 5. Factor de Periodo.....	32
Tabla 6. Categoría de las Edificaciones y factor “U”. ....	33
Tabla 7. Sistemas Estructurales. ....	34
Tabla 8. Irregularidades Estructurales en Altura. ....	35
Tabla 9. Irregularidades Estructurales en Planta. ....	36
Tabla 10. Límites para la Distorsión del Entrepiso.....	43
Tabla 11. Relación de Calicatas.....	50
Tabla 12. Relación de Ensayos. ....	51
Tabla 13. Resultado de Ensayos. ....	51
Tabla 14. Valores de K30 propuestos por Terzaghi. ....	52
Tabla 15. Operacionalización de variables e indicadores.....	60
Tabla 16. Matriz de Consistencia. ....	60
Tabla 17. Aceleración espectral.....	79
Tabla 18. Periodo y porcentaje de masas participativas. ....	81
Tabla 19. Derivas máximas en la dirección “x”. ....	81
Tabla 20. Derivas máximas en la dirección “y”. ....	82
Tabla 21. Reacciones en la base de la Edificación. ....	82
Tabla 22. Cuadro comparativo de derivas máximas en la dirección “X”.....	109
Tabla 23. Cuadro comparativo de derivas máximas en la dirección “Y”.....	109
Tabla 24. Cuadro comparativo de la fuerza cortante estática y dinámica. ....	110

Tabla 25. Cuadro comparativo de derivas máximas en la dirección “X” .....	111
Tabla 26. Cuadro comparativo de derivas máximas en la dirección “Y” .....	111
Tabla 27. Cuadro comparativo de la fuerza cortante estática y dinámica. ....	112
Tabla 28. Cuadro comparativo de derivas máximas en la dirección “X” .....	112
Tabla 29. Cuadro comparativo de derivas máximas en la dirección “Y” .....	113
Tabla 30. Cuadro comparativo de la fuerza cortante estática y dinámica. ....	114
Tabla 31. Cuadro comparativo del análisis y diseño estructural de la columna. ....	114
Tabla 32. Cuadro comparativo del análisis y diseño estructural de la viga .....	114
Tabla 33. Cuadro comparativo del análisis y diseño estructural de la columna. ....	115
Tabla 34. Cuadro comparativo del análisis y diseño estructural de la viga.....	115
Tabla 35. Cuadro comparativo del análisis y diseño estructural de la columna. ....	116
Tabla 36. Cuadro comparativo del análisis y diseño estructural de la viga .....	116

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mapa político del Perú. ....	17
Figura 2. Configuración interior de la tierra según el estudio geofísico.....	19
Figura 3. Configuración interior de la tierra agrupadas por su componente químico. ...	20
Figura 4. Mapa del proceso de interacción de la placa de Nazca y la Sudamericana.....	21
Figura 5. Partes de un Terremoto.....	22
Figura 6. Trayectoria de las ondas P, S, R y L. ....	23
Figura 7. Registro de las ondas P, S y R, L obtenidas de .....	23
Figura 8. Zonas sísmicas y factores de zona “Z” .....	31
Figura 9. Detalle de una vigueta de losa aligerada. ....	44
Figura 10. Distribución de esfuerzos reales en una viga. ....	46
Figura 11. Diagrama de interacción de una columna. ....	48
Figura 12. Detalle para colocar estribos a una columna. ....	48
Figura 13. Plano de Arquitectura 1°, 2° y 3° nivel. ....	66
Figura 14. Plano estructural de 1°, 2 y 3° nivel. ....	67
Figura 15. Espectro de diseño.....	78
Figura 16. Modelo de la edificación en 3D de los 3 niveles.....	80
Figura 17. Plano de losa aligerada. ....	84
Figura 18. Elevación 3 de la Edificación.....	88
Figura 19. Diagrama de Fuerza axial.....	93
Figura 20. Cimentación superficial de la edificación .....	98
Figura 21. Gráfico comparativo de Derivas máximas en la dirección “X” e “Y”.....	110
Figura 22. Gráfico comparativo de Derivas máximas en la dirección “X” e “Y”.....	111
Figura 23. Gráfico comparativo de Derivas máximas en la dirección “X” e “Y”.....	113

## RESUMEN

El presente trabajo se enfocó en la aplicación de la norma peruana de diseño sismorresistente E.030 para el análisis y diseño estructural de una edificación aporricada de concreto armado, ubicado en el caserío San Martín de Porras distrito de Ica, provincia de Ica, departamento de Ica sobre un terreno plano de 400 m<sup>2</sup>.

La falta de aplicación de los criterios estructurales en el proceso de diseño y construcción de las edificaciones genera mayor vulnerabilidad sísmica de las estructuras ante un evento sísmico.

Es por ello que el presente trabajo se enfocó en estudiar el comportamiento estructural de las edificaciones en nuestro medio bajo diferentes condiciones y parámetros de análisis, fundamentalmente en el análisis sísmico estático y dinámico comparativo de una edificación de concreto armado de 3 niveles aplicando la norma peruana de diseño sismorresistente E.030 (2018).

Se desarrolló el modelo estructural utilizando el programa ETABS V16.2.1 el cual nos permitió determinar las derivas de entrepiso, desplazamientos máximos, fuerza cortante estático y fuerza cortante dinámico de la estructura.

Del análisis de resultados, la Aplicación de la Norma Sismorresistente E-030 determinó las dimensiones finales y el Diseño de los elementos estructurales de la Edificación.

## **ABSTRACT**

The present work focused on the application of the Peruvian norm of earthquake-resistant design E.030 for the analysis and structural design of a contributed building of reinforced concrete, located in the San Martin de Porras hamlet district of Ica, province of Ica, department of Ica on a flat terrain of  $400 \text{ m}^2$ .

The lack of application of the structural criteria in the process of design and construction of the buildings generates greater seismic vulnerability of the structures before a seismic event.

That is why the present work focused on studying the structural behavior of buildings in our environment under different conditions and analysis parameters, mainly in the static and dynamic comparative seismic analysis of a 3-level reinforced concrete building applying the Peruvian standard Earthquake resistant design E.030 (2018).

The structural model was developed using the ETABS V16.2.1 program which allowed us to determine the mezzanine drifts, maximum displacements, static shear force and dynamic shear force of the structure.

From the analysis of results, the Application of the E-030 Seismic Resistant Standard determined the final dimensions and the Design of the structural elements of the Building.

**UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA” DE ICA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**TÍTULO:**

**APLICACIÓN DE LA NORMA SISMORRESISTENTE E-030 PARA EL  
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN APORTICADA DE  
CONCRETO ARMADO EN EL CASERÍO SAN MARTÍN DE PORRAS-  
ICA**

**ÁREA DE CONOCIMIENTO:**

**INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA**

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

**DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE  
CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA**

**AUTOR:**

**BACHILLER ALEX ELMER ALLAUCCA HUARIPAUCAR**

**ASESOR:**

**INGENIERO CIVIL SANTOS CHACALTANA VÁSQUEZ**

## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo se enfocó en la aplicación de la norma peruana de diseño sismorresistente E.030 para el análisis y diseño estructural de una edificación aporricada de concreto armado, ubicado en el caserío San Martín de Porras distrito de Ica, provincia de Ica, departamento de Ica sobre un terreno plano de 400 m<sup>2</sup>.

Se desarrolló el modelo estructural utilizando el programa ETABS V16.2.1 el cual nos permitió determinar las derivas de entrepiso, desplazamientos máximos, fuerza cortante estático y fuerza cortante dinámico de la estructura.

Se desarrolló en siete capítulos, estructurados de la siguiente manera:

En el capítulo I se desarrolló el marco teórico; antecedentes del problema de investigación, bases teóricas de la investigación, marco legal y marco conceptual.

En el capítulo II se desarrolló el planteamiento del problema de investigación; situación problemática, formulación de problemas, justificación e importancia, objetivos, hipótesis y variables de la investigación.

En el capítulo III se desarrolló la estrategia metodológica de la investigación; tipo, nivel y diseño de investigación, población y muestra de materia de investigación.

En el capítulo IV se desarrolló técnicas e instrumentos de investigación; técnicas e instrumentos de recolección de datos y técnicas de procesamiento de datos, análisis e interpretación de resultados, estructuración y predimensionamiento, Medrado de cargas por gravedad, análisis sísmico, diseño de losas, diseño de vigas, diseño de columnas, diseño de cimentación y diseño de escaleras.

En el capítulo V se desarrolló la presentación, interpretación y discusión de resultados.

En el capítulo VI se desarrolló la comprobación de las hipótesis.

## CAPITULO I: MARCO TEÓRICO

### 1.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

#### 1.1.1. ANTECEDENTES A NIVEL INTERNACIONAL

Barros y Peñafiel, (2015) en su tesis *“Análisis Comparativo Económico-Estructural, entre un Sistema Aporticado, Sistema Aporticado con Muros Estructurales y un Sistema de Paredes Portantes, en Edificio de 10 Pisos”*, sustentó en la Escuela Politécnica Nacional – Ecuador. En su resumen menciona que:

Es de uso común el uso del sistema aporticado en edificios de notable altura, para realizar este estudio primero se establece la filosofía sismorresistente que regirá el diseño de las edificaciones a partir de una misma arquitectura, se define la configuración estructural de cada sistema. Con la ayuda del Software Etabs, se realiza el modelo de cada edificio.

El objetivo es demostrar el comportamiento sísmico de las estructuras del sistema aporticado. Finalmente se realiza un análisis comparativo estructural y económico, concluyéndose que el sistema aporticado por si sola es más deformable, por lo que se necesita colocar muros de corte (Barros y Peñafiel, 2015, p.20).

### 1.1.2. ANTECEDENTES A NIVEL NACIONAL

Chaiña, (2016) en su tesis “*Análisis y Diseño Sísmico de una Edificación de seis niveles de Concreto Armado en la ciudad de Juliaca*”, sustentó en la Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez – Perú. En su resumen menciona que:

En los últimos años, los eventos sísmicos se han convertido en uno de los fenómenos naturales más frecuentes y que han ocasionado mayor daño y preocupación en la población. En el departamento de Puno dentro de las ciudades más vulnerables a los eventos sísmicos se encuentra la ciudad de Juliaca debido a que en la última década ha sido una de las ciudades con mayor crecimiento demográfico en el país y como consecuencia que el mercado de vivienda popular tenga un crecimiento considerable el cual durante años ha sido atendido principalmente por el sector informal (autoconstrucción) lo que produjo viviendas de baja calidad y con elevados costos económicos (Chaiña, 2016, p.3).

El objetivo es Analizar y diseñar una edificación de seis niveles en la ciudad de Juliaca que cumpla con las condiciones establecidas en la filosofía de diseño sismorresistente de las normas peruanas E.030 (2006) y E.030 (2016). Diseñar los elementos estructurales de la edificación aplicando la metodología de diseño por resistencia teniendo en cuenta los parámetros indicados en la norma E.060 (2009) (Chaiña, 2016, p.3).

Concluyendo que la comparación de los resultados del análisis sísmico comparativo nos permitió ver el comportamiento de la estructura bajo diferentes condiciones de análisis y se pudo concluir que la estructura tuvo un comportamiento parecido en los diferentes tipos de análisis realizados excepto en el análisis sísmico estático con la normativa E.030(2016) donde se obtuvo resultados diferentes al resto y esto se debe a que en la actual normativa E.030(2016) no se considera este tipo de análisis para zonas de mediana sismicidad (zona 2) en la cual se encuentra la ciudad de Juliaca (Chaiña, 2016, p.179).

Morocho, (2016) en su tesis “*Diseño Estructural de un Edificio de Concreto Armado de siete pisos*”, sustentó en la Pontificia Universidad Católica del Perú. En su resumen menciona:

El objetivo es análisis y diseño de un edificio de concreto armado destinado a viviendas, siguiendo los criterios y lineamientos establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones de nuestro país. Se intenta explicar, paso a paso, cuáles son los principales puntos a tener en cuenta al momento de diseñar un edificio de concreto armado, comenzando por la estructuración y siguiendo por el diseño puntual de cada uno de los elementos que componen la estructura (Morocho, 2016, p.1)

Concluyendo que verificó, que el edificio cumple con los requerimientos de desplazamientos máximos permitidos indicados por la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente. En la dirección XX, que presenta gran rigidez, se obtuvo una deriva máxima de entrepiso de 0.026%; mientras que para la dirección YY, que presenta menos rigidez lateral, se obtuvo una deriva máxima de 0.508%. Por lo tanto, en ambos casos se cumple que las derivas máximas de entrepiso del edificio son menores que la máxima permitida por la norma de 0.7% (Morocho, 2016, p.86).

## **1.2. BASES TEÓRICAS DE LA INVESTIGACIÓN**

### **1.2.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA**

#### **1.2.1.1. ASPECTOS GEOGRÁFICOS**

Geográficamente la ciudad de Ica está en la parte sur de la costa peruana que gran parte de su territorio es desierto y conforma el gran valle de Ica, se encuentra sobre una altitud de 406.00 m.s.n.m.

Según las referencias del Instituto Geofísico del Perú y el Instituto Nacional de Estadística y según la clasificación del Dr. Javier Pulgar Vidal las regiones costeras se denominan región Chala.

La ciudad de Ica se encuentra entre las siguientes coordenadas UTM y Geográficas:

**COORDENADAS UTM:**

Este: 384 341.0000

Norte: 8 349 461.0000

**COORDENADAS GEOGRÁFICAS:**

Latitud sur: 12°57'42".

Longitud oeste: entre los meridianos 75°36'43" y 76°23'48".

### 1.2.1.2. EXTENSIÓN SUPERFICIAL Y POBLACIÓN GENERAL

El Perú tiene una superficie territorial de 1 285,216.60 km<sup>2</sup>, del cual el departamento de Ica tiene una superficie de 21 327.00 km<sup>2</sup>, la provincia de Ica de 7 894,25 km<sup>2</sup> y el distrito de Ica una superficie de 887.50 km<sup>2</sup>, como se muestra en la (*Tabla 1 y Figura 1*).

*Tabla 1. Departamentos con mayor superficie (km<sup>2</sup>).*

SUPERFICIE TERRITORIAL POR TIPOS, SEGÚN DEPARTAMENTO						
Departamento	Superficie territorial					
	(Kilómetros cuadrados)					
	Total	Continental	Lacustre	Insular		
Total				Marítima	Lacustre	
<b>Total</b>	<b>1 285 215.60</b>	<b>1 280 085.92</b>	<b>4 996.28</b>	<b>133.40</b>	<b>94.36</b>	<b>39.04</b>
Amazonas	39 249.13	39 249.13	-	-	-	-
Áncash 1/	35 914.81	35 902.58	-	12.23	12.23	-
Apurímac	20 895.79	20 895.79	-	-	-	-
Arequipa 2/	63 345.39	63 343.93	-	1.46	1.46	-
Ayacucho	43 814.80	43 814.80	-	-	-	-
Cajamarca	33 317.54	33 317.54	-	-	-	-
Callao 3/	146.98	129.35	-	17.63	17.63	-
Cusco	71 986.50	71 986.50	-	-	-	-
Huancavelica	22 131.47	22 131.47	-	-	-	-
Huánuco	36 848.85	36 848.85	-	-	-	-
Ica 4/	21 327.83	21 305.51	-	22.32	22.32	-
Junín	44 197.23	44 197.23	-	-	-	-
La Libertad 5/	25 499.90	25 495.42	-	4.48	4.48	-
Lambayeque 6/	14 231.30	14 213.30	-	18.00	18.00	-
Lima 7/	34 801.59	34 796.86	-	4.73	4.73	-
Loreto	368 851.95	368 851.95	-	-	-	-
Madre de Dios	85 300.54	85 300.54	-	-	-	-
Moquegua 8/	15 733.97	15 733.88	-	.09	.09	-
Pasco	25 319.59	25 319.59	-	-	-	-
Piura 9/	35 892.49	35 891.17	-	1.32	1.32	-
Puno	71 999.00	66 963.68	4 996.28	39.04	-	39.04
(Lago Titicaca) 10/	5 023.88	-	4 996.28	27.60	-	27.60
(Lago Huñaymarca) 11/	11.44	-	-	11.44	-	11.44
San Martín	51 253.31	51 253.31	-	-	-	-
Tacna 12/	16 075.89	16 075.73	-	.16	.16	-
Tumbes 13/	4 669.20	4 657.26	-	11.94	11.94	-
Ucayali	102 410.55	102 410.55	-	-	-	-

*Fuente: (Instituto Nacional de Estadística e Informática, 2017)*

Figura 1. Mapa político del Perú.



Fuente: (INEI, 2017)

## 1.2.2. TASA DE CRECIMIENTO POBLACIONAL

La tasa de crecimiento poblacional correspondiente a la ciudad de Ica es 1.80% según INEI el último censo del 2017, como se muestra en la (*Tabla 2*).

*Tabla 2. Tasa de Crecimiento Poblacional por Departamento.*

TASA DE CRECIMIENTO PROMEDIO ANUAL DE LA POBLACIÓN CENSADA, SEGÚN DEPARTAMENTO, 1940, 1961, 1972, 1981, 1993, 2007 Y 2017						
Departamento	Tasa de Crecimiento Promedio Anual (%)					
	1940-1961	1961-1972	1972-1981	1981-1993	1993-2007	2007-2017
Total	2.2	2.9	2.5	2.2	1.5	0.7
Amazonas	2.9	4.6	3.0	2.4	0.8	0.1
Áncash 1/	1.5	2.0	1.4	1.2	0.8	0.2
Apurímac	0.5	0.6	0.5	1.4	0.4	0.0
Arequipa	1.9	2.9	3.2	2.2	1.6	1.8
Ayacucho	0.6	1.0	1.1	-0.2	1.5	0.1
Cajamarca 1/	2.0	1.9	1.2	1.7	0.7	-0.3
Prov. Const. del Callao 2/	4.6	3.8	3.6	3.1	2.2	1.3
Cusco	1.1	1.4	1.7	1.8	0.9	0.3
Huancavelica	1.0	0.8	0.5	0.9	1.2	-2.7
Huánuco 1/	1.6	2.1	1.6	2.7	1.1	-0.6
Ica	2.9	3.1	2.2	2.2	1.6	1.8
Junín 1/	2.1	2.7	2.2	1.6	1.2	0.2
La Libertad 1/	2.0	2.8	2.5	2.2	1.7	1.0
Lambayeque	2.8	3.8	3.0	2.6	1.3	0.7
Lima	4.4	5.0	3.5	2.5	2.0	1.2
Loreto 1/	2.8	2.9	2.8	3.0	1.8	-0.1
Madre de Dios	5.4	3.3	4.9	6.1	3.5	2.6
Moquegua	2.0	3.4	3.5	2.0	1.6	0.8
Pasco 1/	2.0	2.3	2.0	0.5	1.5	-1.0
Piura	2.4	2.3	3.1	1.8	1.3	1.0
Puno	1.1	1.1	1.5	1.6	1.1	-0.8
San Martín	2.6	3.0	4.0	4.7	2.0	1.1
Tacna	2.9	3.4	4.5	3.6	2.0	1.3
Tumbes	3.7	2.9	3.4	3.4	1.8	1.2
Ucayali 1/	6.8	5.9	3.4	5.6	2.2	1.4
Provincia de Lima 3/	5.2	5.7	3.7	2.7	2.0	1.2
Región Lima 4/	2.0	1.9	1.9	1.3	1.5	0.8

*Fuente: (INEI, 2017)*

### 1.2.3. TOPOGRAFÍA

El relieve de la ciudad de Ica está formado principalmente por llanuras desérticas, topografía llana con ligeras depresiones propia característica de la ciudad de Ica.

### 1.2.4. ASPECTOS SISMOLÓGICOS

#### 1.2.4.1. TECTÓNICA DE PLACAS

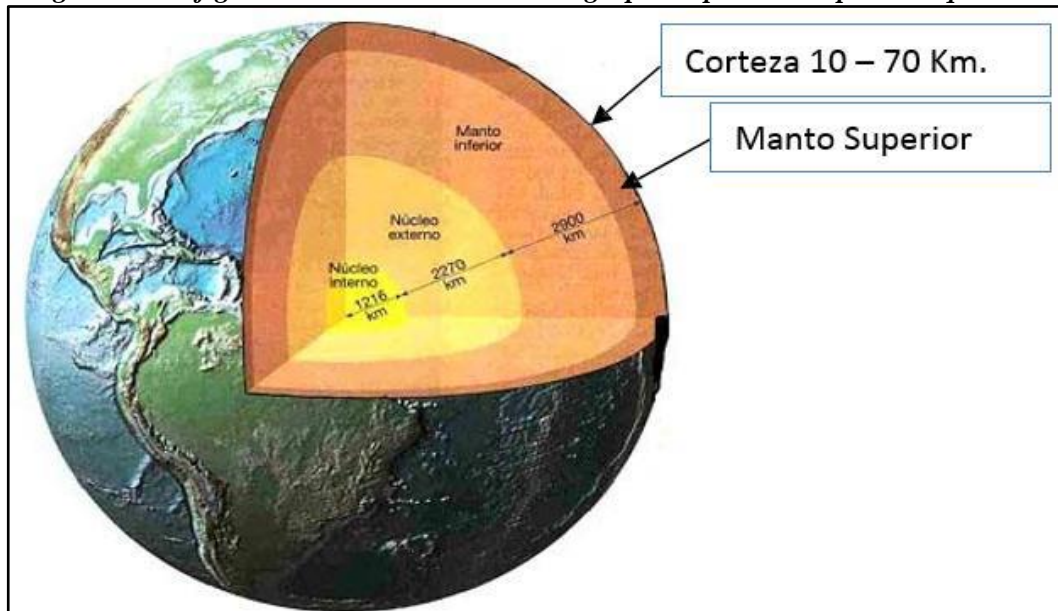
Desde el principio, la Tierra siempre ha estado en constante transformación por los procesos físicos y químicos que se desarrollan en la parte interior y exterior. Según los estudios geofísicos la tierra se clasifica interiormente en tres capas concéntricas llamadas Litosfera, Astenosfera y Mesosfera como se muestra en la (*Figura 2*), y desde el criterio químico se clasificó en Corteza, Manto y Núcleo como se muestra en la (*Figura 3*). La capa externa llamada la Corteza es la más dinámica, la misma que está conformada por una docena de placas rígidas de forma esférica cuyo espesor varía entre 10 km para la corteza oceánica hasta 70 km para la corteza continental. La colisión entre estas placas oceánicas, continentales y continental oceánica, dan origen, en sus extremos, la formación de cordilleras, volcanes y fallas geológicas (Bernal & Tavera, 2002, pág. 3).

*Figura 2. Configuración interior de la tierra según el estudio geofísico.*



*Fuente: (Bernal & Tavera, 2002)*

**Figura 3. Configuración interior de la tierra agrupadas por su componente químico.**



**Fuente: (Bernal & Tavera, 2002)**

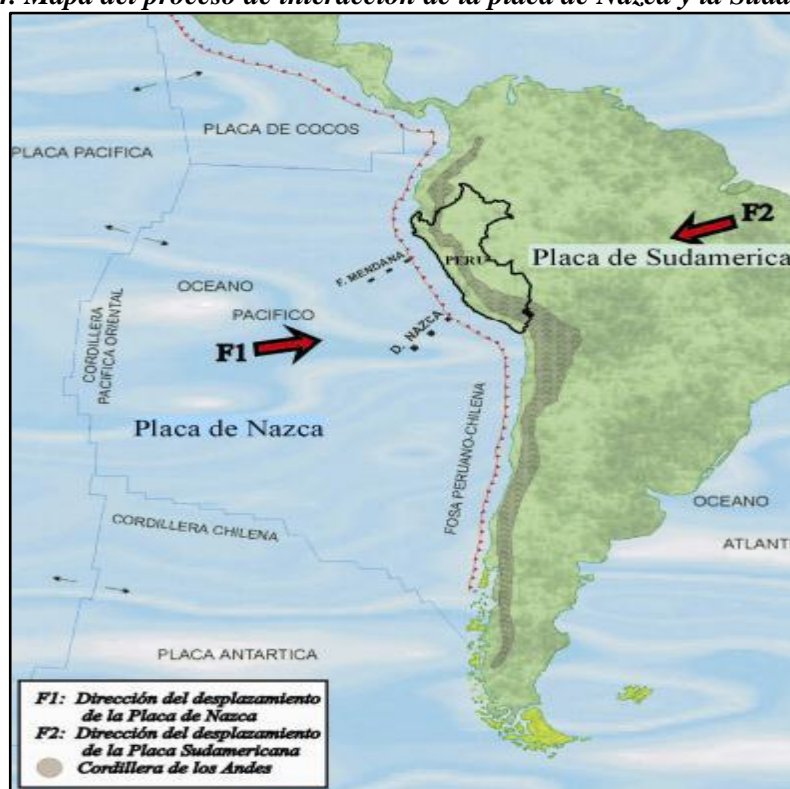
La interacción de la placa de Nazca y la Sudamericana es el principal proceso tectónico que define la geodinámica de Perú, como se muestra en la (Figura 4), como consecuencia del proceso tectónico tenemos los sismos más importantes ocurridos en el Perú, como indica la (Tabla 3). Este proceso es conocido como subducción por ello se presenta los eventos sísmicos y la activación de algunas zonas volcánicas, debido a que nosotros pertenecemos al cinturón de fuego de la tierra (Bernal & Tavera, 2002, pág. 5).

**Tabla 3. Sismos más trascendentales sucedidos en el Perú.**

<b>Lugar.</b>	<b>Fecha.</b>	<b>Magnitud</b>	<b>Intensidad</b>
Tacna.	13-08-1868	8.6	XI
Lima.	17-10-1966	7.5	VIII
Chimbote.	31-05-1970	7.7	VII - VIII
Lima.	03-10-1974	7.5	VIII
Arequipa.	16-02-1979	6.9	VI
Cusco.	05-04-1986	5.8	V
Nazca.	12-11-1996	7.5	VII - VIII
Arequipa, Moquegua y Tacna.	23-06-2001	7.9	VIII
Pisco.	15-08-2007	7.9	VII-VIII

**Fuente: (Instituto Geofísico del Perú)**

**Figura 4. Mapa del proceso de interacción de la placa de Nazca y la Sudamericana.**

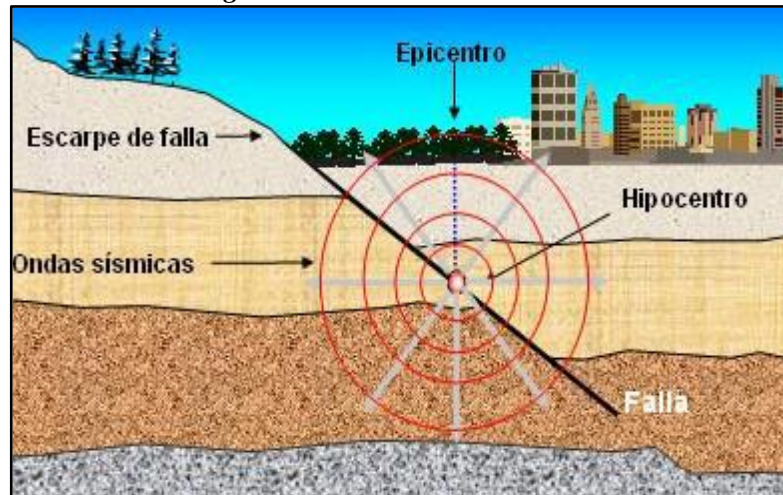


*Fuente: (Bernal & Tavera, 2002)*

#### **1.2.4.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS**

Los sismos o terremotos son producto de la colisión de las placas tectónicas que generan una liberación de energía en el medio circundante. Esta energía produce en su interior de la tierra una ruptura debido a que se rompió el equilibrio isostático. Esta ruptura, produce en el medio una vibración con movimiento ondulatorio de la Tierra; esta energía liberada que se transmiten como ondas elásticas son llamadas “ondas sísmicas” que se propagan en el interior y superficie de la Tierra como se muestra en la (Figura 5) (Tavera,1993, pág. 14).

*Figura 5. Partes de un Terremoto.*



*Fuente: (Herraiz Sarachaga,1997)*

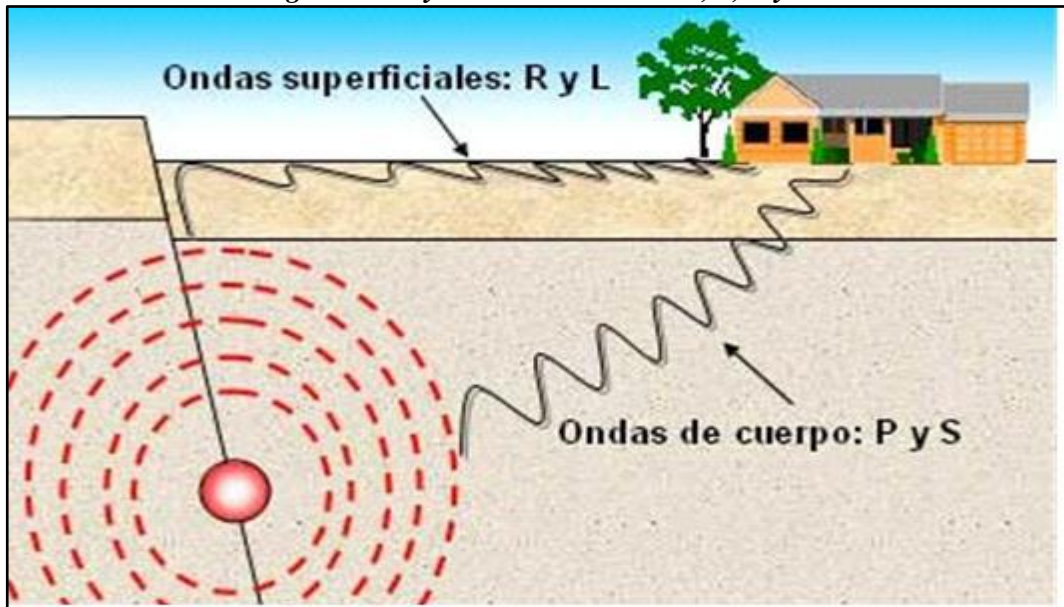
Las ondas sísmicas, que transmiten parte de la energía que se libera en el foco al producirse el terremoto, son básicamente de dos tipos: ondas internas o de volumen y ondas superficiales. Las primeras se pueden propagar por las zonas profundas de la tierra y son de dos clases: ondas P (Primarias) y ondas S (Secundarias), llamadas así por ser, respectivamente, las primeras y segundas en llegar a una estación dada.

Las ondas P son longitudinales y corresponden a modificaciones de volumen sin cambio de forma. A su vez, las S son transversales y se relacionan con cambios de forma sin cambios de volumen (Herraiz Sarachaga, 1997, pág. 12).

Además de las ondas internas P y S, si el medio tiene una superficie libre o una estructura de capas, puede transmitir ondas de otro tipo que, por ser apreciables únicamente cerca de la superficie, se denominan superficiales. Las más importantes son las ondas Rayleigh y las ondas Love, así llamadas en honor a los investigadores que en 1887 y 1911 respectivamente, como se muestra en la (*Figura 6*).

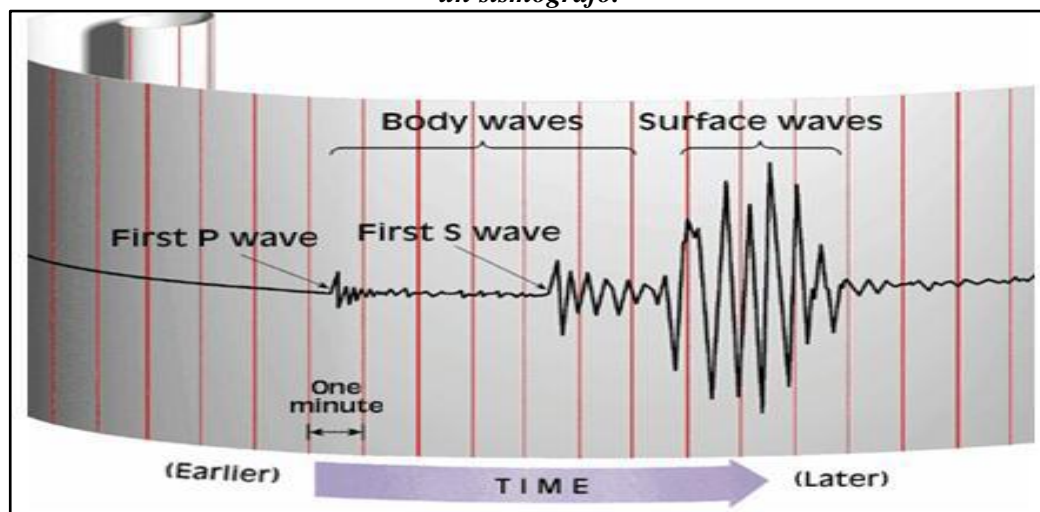
En ambos casos la velocidad de propagación es menor que la de las ondas S (ver Figura 7); la amplitud decrece con la profundidad, y los desplazamientos que generan se encuentran en el plano de incidencia (Herraiz Sarachaga, 1997, pág. 15).

*Figura 6. Trayectoria de las ondas P, S, R y L.*



*Fuente: (Herraiz Sarachaga,1997)*

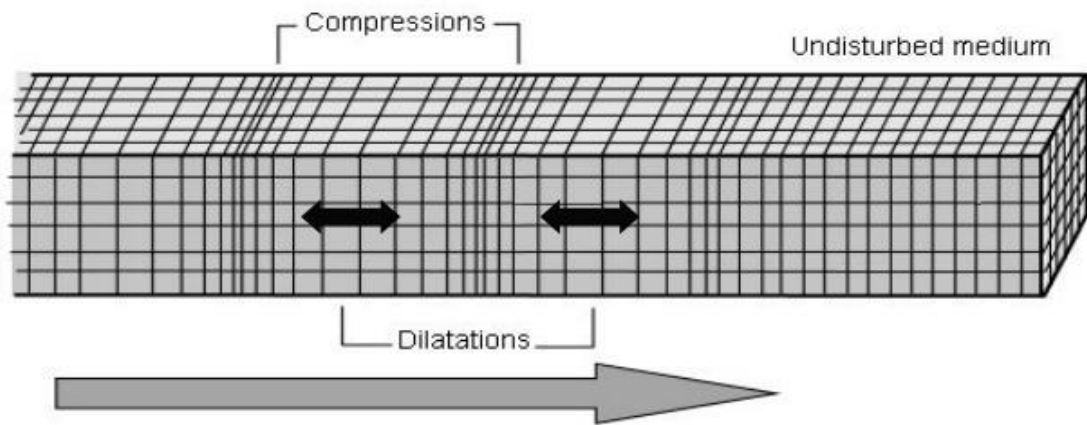
*Figura 7. Registro de las ondas P, S y R, L obtenidas de un sismógrafo.*



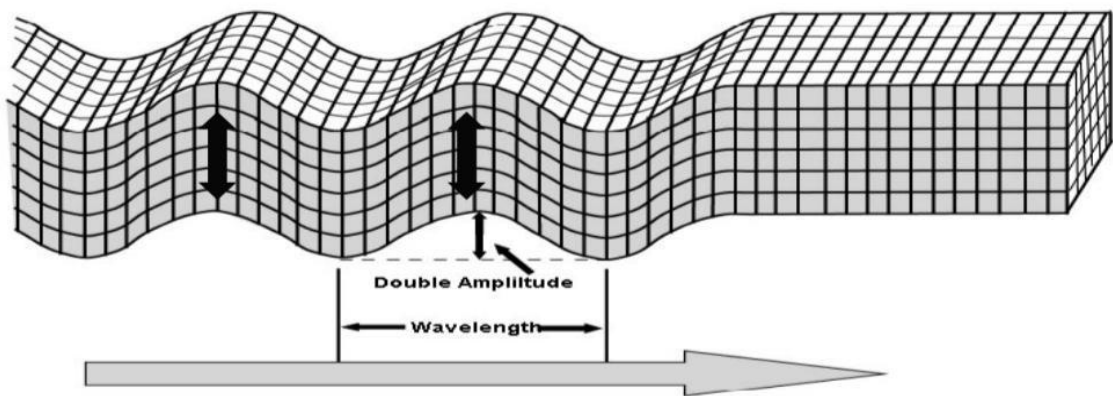
*Fuente: (Herraiz Sarachaga,1997)*

**(A). ONDAS INTERNAS O DE VOLUMEN.**

- ✓ **Ondas Primarias (P):** Ondas longitudinales o de dilatación.

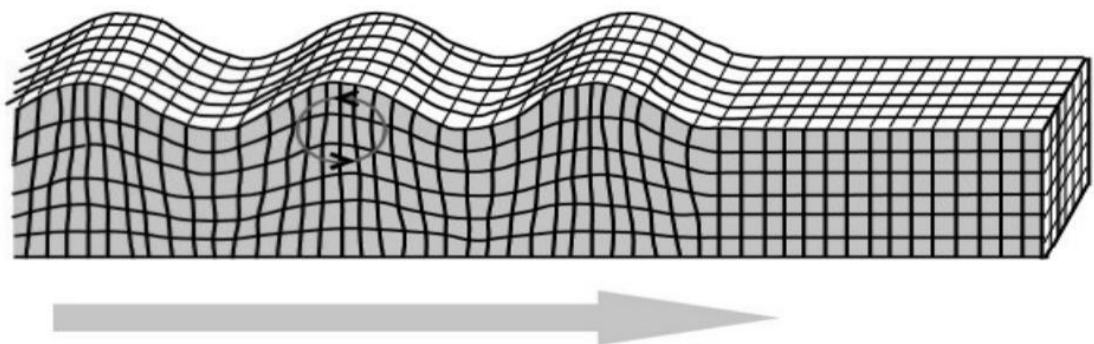


- ✓ **Ondas Secundarias (S):** Ondas transversales o de distorsión.

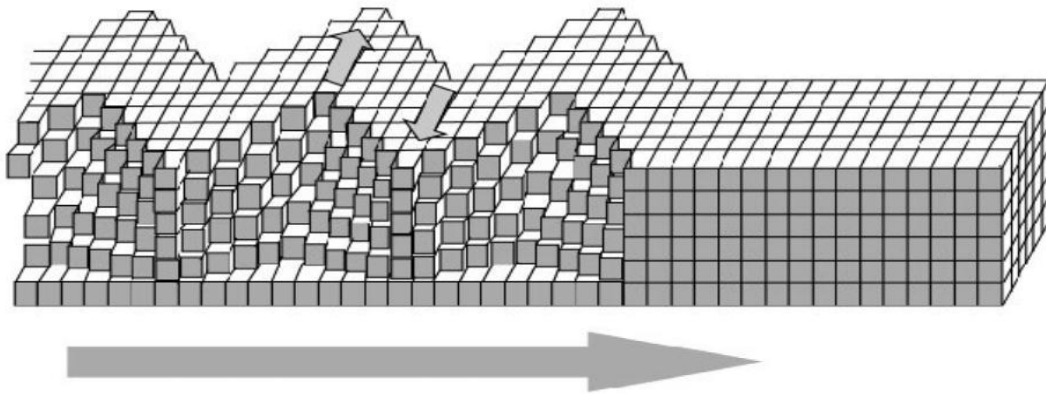


**(B). ONDAS DE SUPERFICIE.**

- ✓ **Ondas Rayleigh (R):** Ondas longitudinales.



- ✓ **Ondas Love (L):** Ondas transversales.



#### **1.2.4.3. PELIGRO SÍSMICO EN EL DEPARTAMENTO DE ICA**

El Peligro Sísmico depende básicamente de la estratigrafía del suelo y la topografía, así de la ubicación de la ciudad con respecto a la distancia de los extremos de las placas tectónicas, cuanto más cerca al extremo de las placas la intensidad del movimiento telúrico es más brusco y peligroso.

#### **1.2.5. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO**

La estructuración consiste básicamente en una filosofía de asegurar la vida de las personas, garantizar la continuidad de los servicios, minimizar los daños a la estructura y que esta sea económicamente factible.

##### **1.2.5.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN**

Los criterios estructurales que se tomaron en cuenta para una buena estructuración son los siguientes:

##### **a) Simplicidad y simetría**

Este criterio se fundamenta que las estructuras simples tienen un buen comportamiento frente a un evento sísmico, así como su idealización es muy fácil de predecir.

El diseño estructural siempre debe buscar la simetría para reducir los efectos torsionales, ya que estas pueden ser muy destructivas.

**b) Resistencia y ductilidad**

Durante el diseño estructural dotar a la estructura con una buena resistencia en todas las direcciones; también verificar la resistencia sísmica en las dos direcciones ortogonales de la estructura, así de esa manera garantizamos la estabilidad de la estructura. La estructuración debe ser con materiales apropiados y que cuenten con la propiedad de ductilidad.

**c) Hiperestaticidad y monolitismo**

Este criterio se fundamenta que la estructura diseñada tiene una disposición hiperestática por consiguiente se logra una mayor capacidad resistente, al permitir que la formación de las rótulas plásticas en varios puntos de la estructura disipe de manera compartida la energía del sistema.

**d) Uniformidad y continuidad de la estructura**

La estructura es lo más semejante y continua posible como en planta y elevación, de esta manera se evita los cambios bruscos en la rigidez y por ende la concentración de esfuerzos.

**e) Rigidez lateral**

Toda la estructura está proporcionada con una cantidad adecuada de elementos estructurales que garantizan una buena resistencia a la acción de las fuerzas laterales sin evidenciar deformaciones considerables.

**f) Existencia de diafragmas rígidos**

Este criterio se aplica básicamente a una losa rígida en planta, pero con aberturas pequeñas, que durante la verificación no afectó la rigidez lateral, si fuese lo contrario se deberá dejar una junta sísmica.

### **g) Elementos no estructurales**

En la mayoría de la estructura encontramos elementos no estructurales como los parapetos, tabiquería, etc. Estos elementos no estructurales muchas veces actúan frente a un evento sísmico favorablemente al ser un amortiguamiento dinámico, pues al llegar a agrietarse contribuyen a la disipación de la energía sísmica, mitigando de esta manera a los elementos resistentes.

#### **1.2.5.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

El predimensionamiento de los elementos estructurales básicamente consiste en asignar de medidas cercanas a las secciones de los elementos estructurales demostrados en teorías y métodos de aproximación.

#### **1.2.6. METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD**

El metrado de cargas viene a ser la cuantificación aproximada de todas las cargas que actúan sobre los elementos estructurales que le componen a la edificación.

**CARGAS MUERTAS:** “Es el peso real de los materiales que le componen a la estructura de la edificación” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.020, 2006, p.5).

Para determinar las Cargas Muertas (CM) emplearemos los siguientes pesos unitarios:

- Concreto Armado: 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Albañilería hueca: 1800 kg/m<sup>3</sup>
- Aligerado (h = 25 cm): 350 kg/m<sup>2</sup>
- Acabados (piso terminado): 100 kg/m<sup>2</sup>

**CARGAS VIVAS:** “Es el peso de las cargas móviles que actúan esporádicamente en la estructura de la edificación” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.020, 2006, p.6). Para determinar las Cargas Vivas (CV), se usarán los valores de la tabla 1 de la Norma E.020 Cargas del R.N.E.

- Aulas (Colegios) : 250 kg/m<sup>2</sup>
- Corredores y escaleras (Colegios): 400 kg/m<sup>2</sup>

### **COMBINACION DE CARGAS:**

La Norma E.060 Concreto Armado establece una serie de combinaciones de carga, asociadas a los factores de amplificación, para determinar las cargas extremas o últimas de diseño. En la investigación realizada, las cargas que generan las siguientes combinaciones son: Carga Muerta (CM), Carga Viva (CV) y Carga de Sismo (CS) (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.060, 2009, p.60).

Para combinaciones de Carga Muerta y Carga Viva.

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

Para combinaciones de Carga Muerta, Carga Viva y Carga de sismo.

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

$$U = 0.9\text{CM} \pm \text{CS}$$

## **1.2.7. ANÁLISIS SÍSMICO**

### **1.2.7.1 INTRODUCCIÓN**

El principal objetivo del análisis sísmico es determinar el comportamiento de la edificación diseñada, bajo los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente del 2018; para el respectivo cálculo la norma contempla dos tipos de análisis: el análisis estático y el análisis dinámico.

Para poder realizar los respectivos análisis se utilizó el programa estructural Etabs v16.2.1, el modelamiento tridimensional de la estructura se realizó por el método de elementos finitos para los dos análisis estático y dinámico.

## **1.4.2. ANÁLISIS POR COMBINACIÓN MODAL ESPECTRAL**

“El análisis dinámico de las edificaciones se puede realizar mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo historia. En este caso, por ser una edificación convencional, se usó el procedimiento de combinación modal espectral” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.23).

### **1.2.7.2 PARÁMETROS SÍSMICOS Y ESPECTRO DE DISEÑO**

#### **NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE E.030 (2018).**

##### **A. FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE.**

“La filosofía de diseño sismorresistente que establece esta norma consiste en” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.4).

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

“En concordancia con esta filosofía se establece los siguientes principios para el diseño” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.4).

- La estructura no debe colapsar ni causar daño a personas debido a movimientos sísmicos severos.
- La estructura debe soportar movimientos sísmicos moderados experimentando posibles daños dentro de los límites aceptables.
- Para edificaciones esenciales se tendrá consideraciones especiales orientadas a lograr que estén en condiciones operativas luego de un sismo severo.

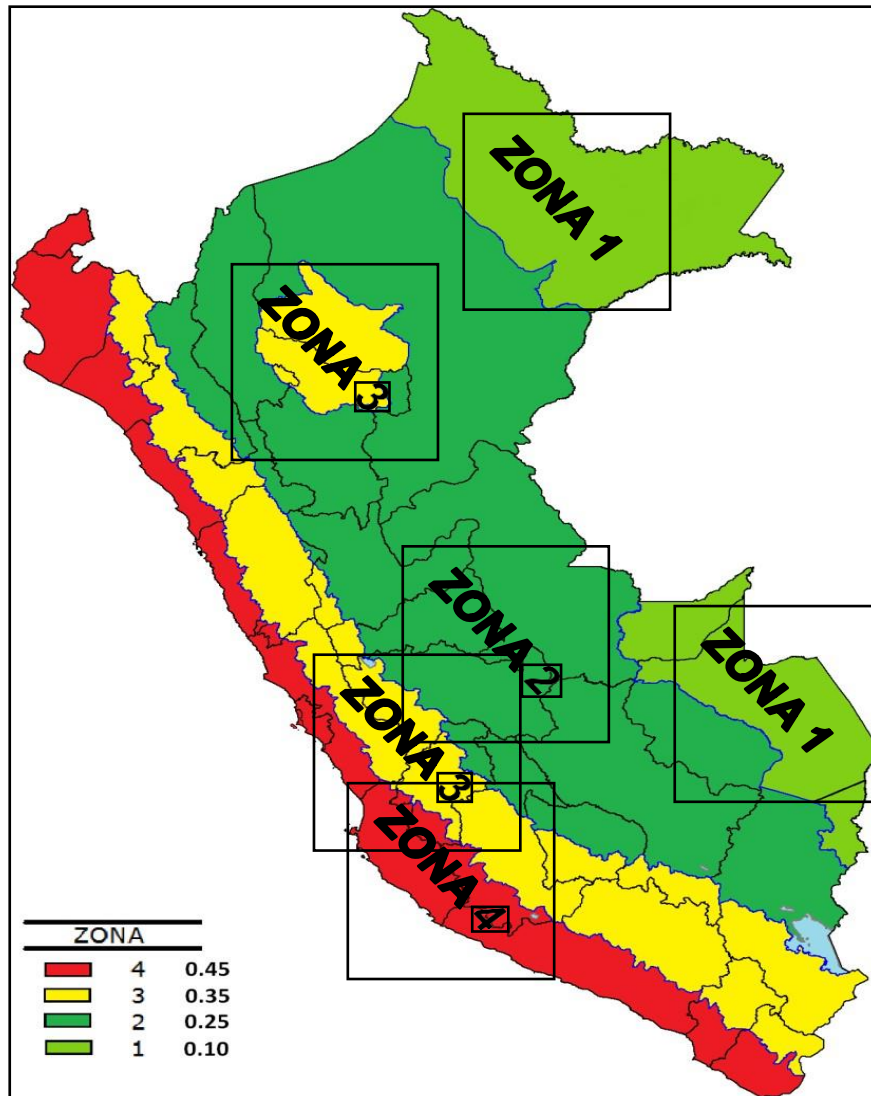
## **B. CONSIDERACIONES GENERALES DE LA NORMA.**

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las solicitaciones sísmicas determinadas en forma prescrita en esta norma. No es necesario considerar simultáneamente los efectos del sismo y viento. Deberá considerarse el posible efecto de los tabiques, parapetos y otros elementos adosados en el comportamiento sísmico de la estructura. El análisis, el detallado del refuerzo y anclaje deberá hacerse acorde con esta consideración. En concordancia con los principios de diseño sismorresistente antes mencionados se acepta que las edificaciones tendrán incursiones inelásticas frente a las solicitaciones sísmicas severas. Por lo tanto, las solicitaciones sísmicas de diseño se consideran como una fracción de la solicitación sísmica máxima elástica (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.6).

## **C. FACTOR ZONA (Z).**

El territorio nacional se considera dividido en 4 zonas como se muestra en la (**Figura 8**) la zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como información neotectónica. Donde a cada zona se asigna un factor Z según se indica en la (**Figura 8**). Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.7).

Figura 8. Zonas sísmicas y factores de zona “Z”.



Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030, 2018)

#### D. PARÁMETROS DEL SITIO (S, TP Y TL).

“Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y los periodos  $T_P$  y  $T_L$  indicados en las (Tablas 4 y 5)” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.9).

**Tabla 4. Factor de Suelo.**

FACTOR DE SUELO “S”				
SUEL O ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

**Fuente:** (Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030, 2018)

**Tabla 5. Factor de Periodo.**

PERÍODOS “T <sub>P</sub> ” Y “T <sub>L</sub> ”				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

**Fuente:** (Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030, 2018)

### E. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C).

“De acuerdo a las características de sitio se define el factor de amplificación sísmica C por las expresiones” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.12).

$$T < T_P \quad C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 \times \left( \frac{T_P}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \times \left( \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right)$$

### F. CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES (U).

“Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a las categorías indicadas en la (Tabla 6) donde el coeficiente de uso e importancia (U) se determinará según la clasificación que se haga” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.13).

**Tabla 6. Categoría de las Edificaciones y factor “U”.**

<b>CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”</b>		
<b>CATEGORÍA</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>FACTOR U</b>
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li> <li>- Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li> <li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li> </ul> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	1,5
B Edificaciones Importantes	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.</p> <p>También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

**Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030, 2018)**

**G. SISTEMAS ESTRUCTURALES Y COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA (R<sub>0</sub>).**

“Según la clasificación de la estructura se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R<sub>0</sub>) como se muestra en la (**Tabla 7**). Dónde “I<sub>a</sub>” viene a ser las Irregularidades en altura (**ver Tabla 8**) y “I<sub>p</sub>” son las irregularidades en planta (**ver Tabla 9**)” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.16).

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

**Tabla 7. Sistemas Estructurales.**

<b>SISTEMAS ESTRUCTURALES</b>	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R <sub>0</sub> (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada.</b>	3
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	7

*Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030, 2018)*

**Tabla 8. Irregularidades Estructurales en Altura.**

<p align="center"><b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</b></p>	<p align="center"><b>Factor de Irregularidad <math>I_a</math></b></p>
<p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b>                      Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.                      Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b>                      Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<p align="center"><b>0,75</b></p>
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10 del R.N.E)</b>                      Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.                      Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10 del R.N.E)</b> Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p> <p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b>                      Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<p align="center"><b>0,50</b></p> <p align="center"><b>0,90</b></p>
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b>                      La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<p align="center"><b>0,90</b></p>
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b>                      Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	<p align="center"><b>0,80</b></p>

*Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030, 2018)*

**Tabla 9. Irregularidades Estructurales en Planta.**

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>	<b>Factor de Irregularidad <math>I_p</math></b>
<p><b>Irregularidad Torsional</b>                      Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (<math>\Delta_{m\acute{a}x}</math>), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{CM}</math>).                      Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11 del R.N.E.</p>	<b>0,75</b>
<p><b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b>                      Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (<math>\Delta_{m\acute{a}x}</math>), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{Prom}</math>).                      Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11 del R.N.E.</p>	<b>0,60</b>
<p><b>Esquinas Entrantes</b>                      La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	<b>0,90</b>
<p><b>Discontinuidad del Diafragma</b>                      La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p> <p><b>Sistemas no Paralelos</b>                      Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	<b>0,85</b>  <b>0,90</b>

**Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030, 2018)**

## **H. PESO DE LA EDIFICACIÓN (P).**

“El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera”

(Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.20).

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el
- 100% de la carga que puede contener.

## **I. ANÁLISIS ESTÁTICO O FUERZAS EQUIVALENTES.**

### **I.1. GENERALIDADES.**

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.21).

### **I.2. FUERZA CORTANTE EN LA BASE.**

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

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

El valor de  $C/R$  no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

### **I.3. DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA.**

“Las fuerzas sísmicas horizontales de cualquier nivel  $i$  correspondiente a la dirección considerada se calculará mediante las expresiones” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.22).

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

“Donde el período  $k$  es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura ( $T$ ) en dirección considerada que se calcula de acuerdo a” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.22).

- Para  $T$  menor o igual a 0.5 segundos  $k=1.0$
- Para  $T$  mayor a 0.5 segundos  $k=(0.75+0.5T) \leq 2.0$

### **I.4. PERIODO FUNDAMENTAL (T).**

El periodo fundamental de la estructura para cada dirección se estimará:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 35$  Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.

- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$  Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$  Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

$h_n$  = altura total de la edificación (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.22).

#### **I.5. EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL.**

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel ( $F_i$ ) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura, el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.23).

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

#### **J. ANÁLISIS DINÁMICO.**

##### **J.1. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL.**

“Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.23).

## **J.2. MODOS DE VIBRACIÓN.**

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

En cada dirección se considerará aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta 3 primeros modos predominantes en la dirección de análisis (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.23).

## **J.3. ACELERACIÓN ESPECTRAL.**

“Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por la expresión” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.24).

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

“Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales, considerando los valores de C, definidos en el numeral 2.5, excepto para la zona de períodos muy cortos ( $T < 0,2 T_p$ ) en la que se considerará:” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.24).

$$T < 0.2T_p \quad C = 1 + 7.5x\left(\frac{T}{T_p}\right)$$

#### J.4. CRITERIOS DE COMBINACIÓN.

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima esperada ( $r$ ) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados ( $r_i$ ) podrá determinarse usando la expresión:

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i p_{ij} r_j}$$

Donde  $r$  representa las respuestas modales desplazamientos o fuerzas y los coeficientes de correlación están dados por la siguiente expresión:

$$p_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

$\beta = 0.05$ , fracción de amortiguamiento crítico que se puede asumir constante para todos los modos.

$\omega_i, \omega_j$  son las frecuencias angulares de los modos  $i, j$

Alternativamente la respuesta máxima podrá estimarse mediante la expresión: (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.24).

$$r = 0.25 \cdot \sum_{i=1}^m [r_i] + 0.75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

### **J.5. FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE.**

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado en el análisis estático ( $V=ZUCSP/R$ ) para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.25).

### **J.6. EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL (EFECTOS DE TORSIÓN).**

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.25).

### **J.7. DESPLAZAMIENTOS LATERALES.**

Para estructuras regulares los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por  $0.75R$  los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el caso de estructuras irregulares deberá emplearse el valor  $0.85R$ . Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de  $C/R$ , ni el cortante mínimo en la base.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la (**Tabla 10**) (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.030, 2018, p.27).

**Tabla 10. Límites para la Distorsión del Entrepiso**

<b>LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO</b>	
<b>Material Predominante</b>	<b>(<math>\Delta_i / h_{ei}</math>)</b>
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

**Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030, 2018)**

### **1.2.7.3. MODELO DE LA EDIFICACIÓN**

El análisis sísmico del edificio se realizó con el programa Etabs v16.2.1, en el capítulo IV.

### **1.2.7.4. MODOS Y PERIODOS**

Los resultados se determinaron con el programa Etabs v16.2.1, en el capítulo IV.

### **1.2.8. FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO**

#### **1.2.8.1. DISEÑO POR FLEXIÓN**

“El diseño por flexión busca la falla por tracción evitando la falla por compresión, limitando la cuantía de acero a valores que proporcionen ductilidad adecuada Para flexión  $\phi M_n \geq M_u$ .  $\phi=0.90$ ” (Blanco, 1994, p.14).

#### **1.2.8.2. DISEÑO POR CORTANTE**

“Este diseño consiste en dar más capacidad a la cortante buscando de esa manera evitar la falla por cortante. Esta es frágil mientras la falla por flexión es dúctil. Para cortante  $\phi V_n \geq V_u$ .  $\phi=0.85$ ” (Blanco, 1994, p.14).

### 1.2.8.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Este diseño consiste en dar más capacidad a la cortante que por flexión.

Los elementos que están principalmente sometidos a flexo compresión son las columnas y los muros de corte, o también denominados placas en nuestro país. El diseño de estos elementos se hace siguiendo las mismas hipótesis del diseño por flexión, pero considerando adicionalmente los efectos de esbeltez. Para axial  $\phi P_n \geq P_u$ .  $\phi=0.65$  (Blanco, 1994, p.14).

### 1.2.9. DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

#### 1.2.9.1. DISEÑO DE LOSAS

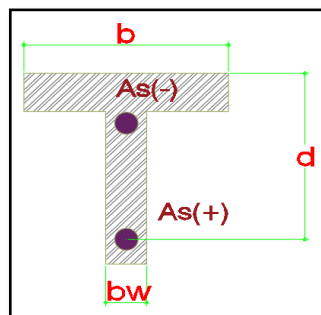
Se diseñó una losa aligerada en una dirección. Su diseño se fundamenta en el diseño de vigas en “T”, debido a que la losa está compuesta por una serie de nervaduras o viguetas, unidas a través de una losa igual al espesor del ala de la viga.

La finalidad de elección de la losa aligerada es aliviar el peso de la estructura y reducir el costo económico.

#### 1.2.9.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Se calculó tomando los siguientes criterios: Siendo el momento positivo el más desfavorable y que trabaja como una sección en “T”, en cambio el momento negativo trabaja como una sección rectangular.

*Figura 9. Detalle de una vigueta de losa aligerada.*



*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

### **1.2.9.1.2. DISEÑO DE REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA**

“El acero de refuerzo por contracción y temperatura tiene la finalidad tomar los esfuerzos que se generan por contracciones del concreto y variaciones de temperatura” (Chaiña, 2016, p.74).

$$A_{st}=0.0018 b t \text{ (cm}^2\text{)}$$

- b= ancho donde se colocará el acero (cm).
- t= espesor de la losa (cm).

La separación máxima del acero de contracción y temperatura será 5 veces el espesor de la losa sin exceder los 40 cm, también se puede calcular de la siguiente manera:

$$S=\frac{A_s}{A_{st}} 100 \text{ (cm)}$$

- $A_s$ = área de acero a colocar.
- $A_{st}$ = área de acero total requerido por temperatura.

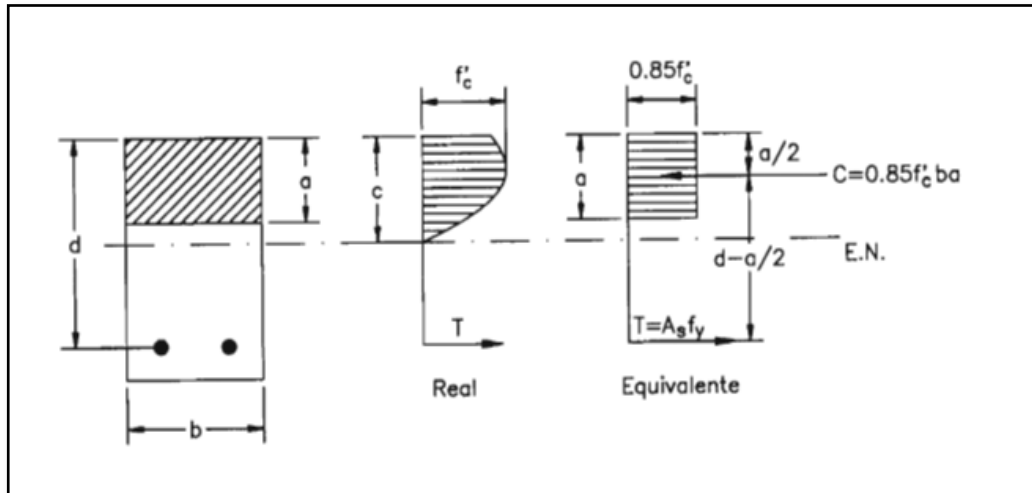
### **1.2.9.2. DISEÑO DE VIGAS**

#### **1.2.9.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN**

Para el diseño de vigas se tomó el criterio Diseño por Resistencia.

En el diseño de elementos sometidos a esfuerzos por flexión el objetivo es buscar que el elemento tenga una falla dúctil (por tracción) evitando la falla frágil (por compresión), esto se consigue limitando la cuantía de acero a valores que proporcionen una ductilidad adecuada (Chaiña, 2016, p.75).

Figura 10. Distribución de esfuerzos reales en una viga.



Fuente: (Morales, 2006)

Se hace una comparación de momento actuante  $M_u$  con el momento nominal  $M_n$  reducido:  $M_u \leq \phi M_n$ .

$$R_n = \frac{\phi M_n}{\sigma \cdot b \cdot d^2} \quad \rho = \frac{0.85 \cdot f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right) \quad A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

Límite de cuantía mínima y máxima:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad A_{s_{\max}} = 0.5 \rho_{sb} \cdot b \cdot d \quad \rho_{sb} = \beta_1 \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

### 1.2.9.2.2. DISEÑO POR CORTE

“El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la ecuación:” (Chaiña, 2016, p.80).  $\phi_C \cdot V_n \geq V_u$

$$V_n = V_c + V_s \quad \phi_C \cdot (V_n = V_c + V_s) \geq V_u \quad V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Cortante resistente del concreto:  $V_u > V_c$  se necesita estribos si no se colocará refuerzo mínimo.

### **1.2.10. DISEÑO DE COLUMNAS**

Las columnas son elementos utilizados para resistir básicamente solicitaciones de compresión axial, aunque, por lo general, ésta actúa en combinación con corte, flexión o torsión ya que en las estructuras de concreto armado, la continuidad del sistema genera momentos flectores en todos sus elementos. Pueden clasificarse en columnas estribadas y zunchadas para nuestro caso utilizaremos las estribadas (Morales, 2006, p.69)

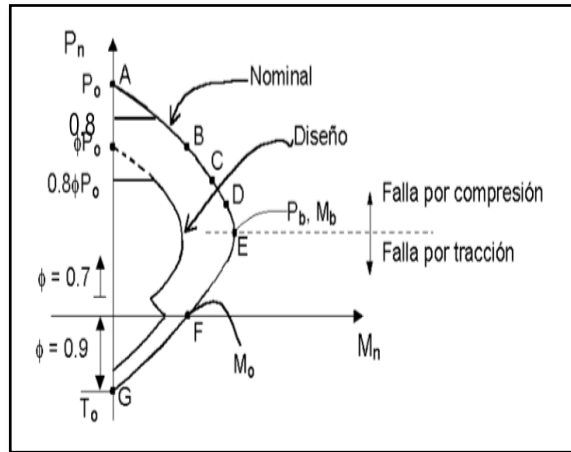
#### **1.2.10.1. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN**

Al analizar una determinada sección transversal sometida a flexocompresión considerando una determinada distribución de acero podemos obtener diferentes valores de carga y momentos resistentes conforme variamos la posición del eje neutro. De la variación del eje neutro se construye el diagrama de interacción, pero en este diagrama se presentan algunos puntos característicos los cuales son: (Morales, 2006, p.69).

- Punto de falla por compresión pura (A)
- Punto de inicio de agrietamiento del concreto (B)
- Punto de deformación nula del refuerzo en tracción (C)
- Punto de esfuerzo en el refuerzo en tracción igual al 50% de  $f_y$  (D)
- Punto de falla balanceada (E)
- Punto de falla de flexión pura (F)
- Punto de falla de tracción pura (G)

Todos los puntos mencionados anteriormente se observan en la siguiente gráfica:

**Figura 11. Diagrama de interacción de una columna.**

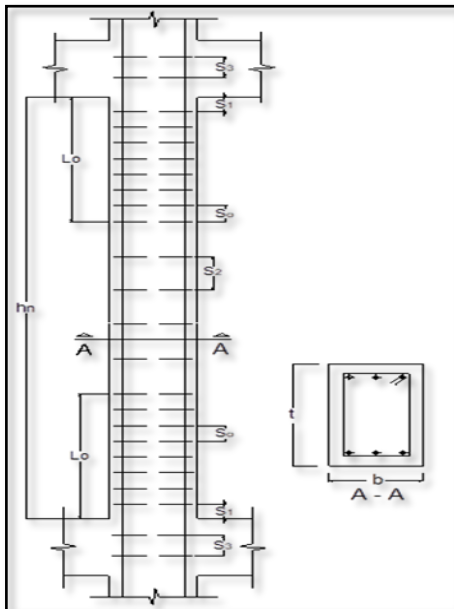


**Fuente: (Morales, 2006)**

**1.2.10.2. DISEÑO POR CORTE**

Se diseñó de acuerdo a las siguientes indicaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones E.060.  $\phi_c \cdot V_n \leq V_u$

**Figura 12. Detalle para colocar estribos a una columna.**



- L0 (hn/6 ó b ó t ó 50 cm)
- S0 (b/2 ó t/2 ó 10 cm)
- S1 5 cm
- S2 (16 db ó b ó 48dbestribo ó 30 cm)

**Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2019)**

## **1.2.11. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN**

### **1.2.11.1. INTRODUCCIÓN**

En el presente trabajo de investigación se realizó el diseño de la cimentación superficial tipo zapatas conectadas. Tomando en consideración que el estudio de suelos nos proporciona el esfuerzo admisible del suelo, el nivel mínimo de cimentación, el asentamiento diferencial máximo para la cimentación.

## **1.2.12. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN**

### **1.2.12.1. GENERALIDADES**

#### **1.2.12.2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO**

En el presente trabajo de investigación se realizó el estudio de mecánica de suelos “EMS” con la finalidad de determinar las condiciones geotécnicas del subsuelo y los parámetros de resistencia que permitan el cálculo de la presión admisible del terreno de fundación.

El desarrollo del presente estudio se llevó en dos etapas: primero recopilación de toda la información en campo; segundo los ensayos en laboratorio y procesamiento de datos en gabinete.

#### **1.2.12.3. AREA DE ESTUDIO**

➤ UBICACIÓN POLITICA

Región	Ica
Departamento	Ica
Provincia	Ica
Distrito	Ica
Localidad	Caserío San Martín de Porras

➤ UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El caserío San Martín de Porras se ubica en el margen izquierdo del río Ica, con las siguientes coordenadas UTM y límites:

Este	420775.00 m
Norte	8447834.00 m
Altitud	415.14 m.s.n.m

Norte	Distrito San Juan Bautista
Este	Distrito la Tinguña
Oeste	Distrito de Ica
Sur	Distrito de Ica

#### 1.2.12.4. INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Los trabajos de exploración comprendieron la excavación de 3 calicatas a una profundidad de 3.00 en el suelo de fundación. Se tomaron muestras disturbadas de las exploraciones ejecutadas, las mismas que fueron enviadas al laboratorio especializado de Mecánica de Suelos y Tecnología del Concreto y Asfalto de la facultad de Ingeniería civil. El presente estudio ha considerado las Normas vigentes de Mecánica de suelos y cimentaciones Norma E.050, la Norma Sismo Resistente E.030 y las Normas A.S.T.M para los ensayos de laboratorio.

**Tabla 11. Relación de Calicatas.**

RELACIÓN DE CALICATAS					
ID	DESCRIPCIÓN	ESTE	NORTE	COTA	PROF. DE EXCAV.
C-1	ZAPATA EN ESQUINA	420775.000	8447834.000	415.140	3.0M
C-2	ZAPATA CENTRAL	420769.330	8447826.440	413.950	3.0M
C-3	ZAPATA EN ESQUINA	420760.200	8447814.720	413.950	3.0M

*Fuente:(Elaboración propia, 2019)*

### 1.2.12.5. ENSAYOS DE LABORATORIO

Se realizó los siguientes ensayos:

**Tabla 12. Relación de Ensayos.**

RELACION DE ENSAYOS			
MUESTRA	ENSAYO	NORMA ASTM	N° DE ENSAYOS
SUELO	ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELO POR TAMIZADO	ASTM D 422	3
SUELO	CLASIFICACION DE SUELOS, SISTEMA SUCS	ASTM D 2487	3
SUELO	CONTENIDO DE HUMEDAD	ASTM D 2216	3
SUELO	DENSIDAD DE CAMPO	ASTM D 1556	1
SUELO	CORTE DIRECTO	ASTM D 3080	1

*Fuente:(Elaboración propia, 2019)*

Los resultados de estos se muestran a continuación en un cuadro de resumen, adjuntándose los registros respectivos de cada ensayo en el anexo:

**Tabla 13. Resultado de Ensayos.**

RESULTADO DE ENSAYOS										
CALICATA	MUESTRA	PROF.	DENSIDAD NATURAL	HUMEDAD	ANALISIS GRANULOMETRICO			SUCS	CORTE DIRECTO PROF.=1.50M	
					GRAVA	ARENA	FINO		FRICCION	COHESION
		m	g/cm2	%	%	%	%	°	Kg/cm2	
C-1	MUESTRA-1	3.0	1.62	2.70	0	97.40	2.60	SP	32	0
C-2	MUESTRA-1	3.0	1.65	1.86	0	97.50	2.50	SP	-	0
C-3	MUESTRA-1	3.0	1.58	1.38	0	97.70	2.30	SP	-	0

*Fuente:(Elaboración propia, 2019)*

### 1.2.12.6. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

De acuerdo con la información de campo y los resultados de ensayos de laboratorio el perfil estratigráfico es la siguiente, conformado por dos estratos: E-1 el primero una capa de 1.00 m explorada, tipo SP sin presencia de humedad. E-2 la segunda capa de 2.00 m explorada, tipo SP con presencia de humedad como se muestra en la (tabla 13).

### 1.2.12.7. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

La capacidad portante que se determinó es de 1.4 kg/cm<sup>2</sup>, ver el anexo (tabla A1).

### 1.2.12.8. ASENTAMIENTO INMEDIATO

El asentamiento inmediato que se determinó para las zapatas rectangulares es 0.6cm, ver el anexo (*tabla A1*).

$$S_i = \frac{q \cdot B(1-u^2)I_f}{E_s}$$

q: Capacidad portante del suelo (1.4 kg/cm<sup>2</sup>)

B: Ancho del cimiento (3 m)

u: Relación de Poisson 0.25.

E<sub>s</sub>: Modulo de elasticidad (1000 ton/m<sup>2</sup>)

I<sub>f</sub>: factor de forma (1.53 m/m)

### 1.2.12.9. ASENTAMIENTOS TOLERABLES

El asentamiento tolerable que se determinó es de 1.5cm

$$\Delta = 0.75 \cdot \left( \frac{1 \cdot L}{300} \right)$$

L: Longitud mayor de eje a eje (600 cm)

### 1.2.12.10. COEFICIENTE DE BALASTO

El coeficiente de balasto que se determinó es de 2.17 kg/cm<sup>3</sup>

*Tabla 14. Valores de K30 propuestos por Terzaghi.*

Valores de k30 propuestos por Terzaghi			
Tipos de suelo			K30 max
Arena seca o húmeda	Suelta	0,64	1,92
	Media	1,92	9,6
	Compacta	9,6	32
Arena sumergida	Suelta	0,8	
	Media	2,5	
	Compacta	10	
Arcilla	qu=1-2 kg/cm <sup>2</sup>	1,6	3,2
	qu=2-4 kg/cm <sup>2</sup>	3,2	6,4
	qu>4 kg/cm <sup>2</sup>	>6,4	

*Fuente: (Mecánica de suelos en la Ingeniera Practica, 1978)*

$$K_{RECT} = \frac{2}{3} \cdot K_{30} \cdot \left( \frac{B+0.3}{2B} \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{B}{2L} \right)$$

$$K = \frac{2}{3} \cdot \frac{9.6(3+0.3)^2}{2.3 \cdot 2.3} \cdot \frac{2 \times 4.5 + 3}{2 \times 4.5}$$

$$K = 2.17 \text{ kg/cm}^3$$

### 1.2.13. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

#### 1.2.13.1. ESCALERA

El diseño de la escalera se realizará solo a cargas de gravedad; tomando el momento máximo positivo, el diseño se verificará por flexión, por contracción y temperatura.

$$M_{diseño} = \phi * M_{max}$$

Si un extremo es zapata y el otro es un descanso de una escalera de dos tramos, es un tramo rígido  $\phi=0.90$ .

Si un extremo es una zapata y el otro extremo es un muro  $\phi=0.80$

### 1.3. MARCO LEGAL

Está dentro del marco del Reglamento Nacional de Edificaciones.

### 1.4. MARCO CONCEPTUAL

“**La intensidad:** la fuerza en un punto con el que se experimentan los efectos del terremoto” (Herraiz, 1997, p.54).

“**La Magnitud:** Es magnitud es el tercer parámetro que evalúa el tamaño de un terremoto” (Herraiz, 1997, p.58).

“**Periodo de vibración:** Es el lapso de tiempo que transcurre en un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio para que este se repita.” (Herraiz, 1997, p.60).

“**Sismo:** Es una serie de vibraciones en la superficie terrestre generadas por un movimiento brusco y repentino de las capas internas de la tierra” (Bernal y Tavera, 2002).

“**Rigidez:** Es la capacidad de un elemento estructural para soportar grandes esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones y/o desplazamientos” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Sistema estructural:** El sistema estructural está constituido por un conjunto de elementos estructurales que refleja un modo de trabajo de la estructura. Los cuales se clasifican en sistema aporticado, sistema dual, albañilería etc.” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Torsión:** Es la sollicitación que se presenta cuando se aplica un momento sobre el eje longitudinal de un elemento” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Cortante basal:** Es la fuerza cortante en la base de un edificio producido por la acción sísmica” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Deformación:** La deformación viene es el cambio de tamaño o forma de un cuerpo debido a esfuerzos internos producidos por una o varias fuerzas aplicadas sobre el mismo. Existen dos tipos de deformación plástica y elástica” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Desplazamiento:** Es la variación de longitud de la trayectoria comprendida entre la posición inicial y la posición final de un punto del material incluyendo el desplazamiento axial, por corte y rotación” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Diafragma horizontal:** Son estructuras de concreto armado llamadas también losas que se utilizan como entrepisos o techos de una edificación” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Diseño:** Es un conjunto de estudios necesarios que nos sirven para proyectar edificaciones seguras, económicas, funcionales y estéticas” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Edificación:** Son construcciones diseñadas, planificadas y ejecutadas por el hombre en diferentes tamaños, espacios y formas con el fin de darles diferentes usos” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Espectro:** Es la colección de valores máximos, ya sea de aceleraciones, velocidad o desplazamiento, que tienen los sistemas amortiguados de un grado de libertad durante un sismo” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Fuerza:** Es un empuje o jalón en una dirección dada sobre un cuerpo cambiando su estado de reposo o estado de movimiento” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Flexión:** Si la acción de las fuerzas tiende a curvar, se produce flexión. Un cuerpo flexionado tendrá tracción en una zona y compresión en otra” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Análisis:** Consiste en la creación de un modelo matemático que debe reflejar el comportamiento de una estructura lo más acorde a la realidad” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Concreto:** Es un material de construcción compuesta por una mezcla de cemento, agregado grueso, agregado fino y agua. El cemento, el agua y el agregado fino constituyen el mortero cuya función es unir diversas partículas de agregado grueso llenando los vacíos entre ellas” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Concreto armado:** Es una técnica de construcción que consiste en la unión de dos elementos el concreto simple más el acero de refuerzo con la finalidad de formar elementos estructurales resistentes a los esfuerzos de flexión, tracción y compresión” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Norma E.060, 2009, p.26).

**“Cortante:** Un cuerpo está sometido a esfuerzo cortante cuando las fuerzas actúan en dirección opuesta sobre superficies adyacentes tendiendo a deslizar o cortar una superficie con respecto a otra” (Chaiña, 2016, p.94).

**Compresión:** Un cuerpo está sometido a compresión cuando las fuerzas que actúan sobre el tienden a acortarlo o aplastarlo. (Chaiña, 2016, p.94).

**“Componentes estructurales:** Son los elementos estructurales que forman parte del esqueleto de la estructura que van a resistir las diversas sollicitaciones de carga como son las vigas, columnas, etc.” (Chaiña, 2016, p.94).

**“Componentes no estructurales:** Son aquellos elementos que no forman parte del esqueleto resistente de la estructura” (Chaiña, 2016, p.94).

## **CAPITULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

### **2.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA**

La situación problemática del déficit análisis y diseño estructural se debe a diversos puntos, dentro de los cuales mencionamos los siguientes: la falta de aplicación de la norma E.030, E.050 y E.060; otras por el desconocimiento de ellas.

En las últimas décadas, los movimientos telúricos han sido más frecuentes y peligrosos ocasionados daños irreversibles en la población. El Perú es un país sísmicamente más activo a nivel de la franja costera y su desarrollo más importante está ligada al proceso de interacción de la placa tectónica de Nazca y la Sudamericana.

La investigación surge de la necesidad de realizar una correcta aplicación de las normas estructurales y así garantizar las condiciones mínimas de seguridad.

### **2.2. FORMULACIÓN DE PROBLEMAS**

#### **2.2.1. PROBLEMA GENERAL**

¿En qué medida influye la Aplicación de la Norma Sismorresistente E-030 para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras - Ica?

#### **2.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS**

- ¿En qué medida influye el predimensionamiento de los elementos estructurales para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras - Ica?
- ¿En qué medida influyen los parámetros sísmicos para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras - Ica?

- ¿En qué medida influyen los desplazamientos laterales en ambas direcciones para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras - Ica?
- ¿En qué medida influye la distorsión de entrepiso para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras - Ica?

## **2.3. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA**

### **2.3.1. DELIMITACIÓN ESPACIAL O GEOGRÁFICA**

Área geográfica: Caserío San Martín de Porras del distrito de Ica.

### **2.3.2. DELIMITACIÓN TEMPORAL**

Periodo de tiempo: Cuatro meses como mínimo después de aprobado el plan de tesis.

Es longitudinal porque se desarrolló en un plazo de tiempo de 7 meses, comprendido desde el mes de mayo 2019 hasta el mes de noviembre del 2019.

### **2.3.3. DELIMITACIÓN SOCIAL**

Edificación aporticada de 3 niveles en el Caserío San Martín de Porras del distrito de Ica.

### **2.3.4. DELIMITACIÓN CONCEPTUAL**

Enmarcado dentro de los parámetros del Reglamento Nacional de Edificaciones.

## **2.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN**

### **2.4.1. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

Una de las preocupaciones que aqueja hoy en día a las infraestructuras de la ciudad de Ica, es la vulnerabilidad al que están expuestos durante un evento sísmico.

Es conveniente mejorar la vulnerabilidad sísmica de los edificios de mayor nivel ya que es de mucha relevancia social las siguientes infraestructuras: hospitales, centros comerciales, edificios, colegios, etc. Así de esa manera se mejora la resistencia, la durabilidad y la seguridad de la estructura ante un evento sísmico.

Mencionar también que la investigación es en beneficio de la población del caserío San Martín de Porras porque al tener infraestructuras seguras como colegios, puestos de salud, etc. se garantiza una atención segura en caso de algún movimiento telúrico.

#### **2.4.2. IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN**

Conocer los resultados de la aplicación de esta norma sismorresistente y verificar cual es la ventaja.

Mencionar también el uso correcto de los parámetros sísmicos que nos permite diseñar la estructura de acuerdo a la necesidad que nos solicite.

### **2.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **2.5.1. OBJETIVO GENERAL**

Determinar la influencia de la Aplicación de la Norma Sismorresistente E-030 para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras - Ica.

#### **2.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Determinar la influencia del predimensionamiento de los elementos estructurales para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras Ica.
- Determinar la influencia de los parámetros sísmicos para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras - Ica.
- Determinar la influencia de los desplazamientos laterales en ambas direcciones para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras - Ica.

- Determinar la influencia de la distorsión de entrepiso para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras - Ica.

## **2.6. HIPÓTISIS DE LA INVESTIGACIÓN**

### **2.6.1. HIPÓTISIS GENERAL**

La Aplicación de la Norma Sismorresistente E-030 influye en el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras

### **2.6.2. HIPÓTISIS ESPECÍFICAS**

- El predimensionamiento de los elementos estructurales influye en el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras - Ica.
- Los parámetros sísmicos influyen en el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras – Ica.
- Los desplazamientos laterales en ambas direcciones influyen en el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras - Ica.
- La distorsión de entrepiso influye en el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras - Ica.

## **2.7. VARIABLES DE INVESTIGACIÓN**

### **2.7.1. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES**

#### **2.7.1.1. VARIABLE INDEPENDIENTE**

Aplicación de la Norma Sismorresistente E.030.

#### **2.7.2.1. VARIABLE DEPENDIENTE**

Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras.

### **2.7.2. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES E INDICADORES**

*Tabla 15. Operacionalización de variables e indicadores.*

### **2.7.3. MATRIZ DE CONSISTENCIA**

*Tabla 16. Matriz de Consistencia.*

VARIABLE	TIPO	NATURALEZA	ESCALA	INDICADORES	TECNICA	INSTRUMENTO	FUENTE
Aplicación de la Norma Sismorresistente E-030	<b>Independiente</b>	<b>V. Cuantitativa</b>	<b>Ordinal</b>	- Cumplimiento de Normas Técnicas Peruanas.	- Observación - Entrevista - Encuesta - Internet	-Programa Etabs v16.2.1 -Programa Safe v16.0.2 -Hojas Excel.	- Manual del programa Etabs v16.2.1 y Safe v16.0.2  - R.N.E
<b>Diseño de una Edificación Aportricada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras-Ica.</b>	<b>Dependiente</b>	<b>V. Cuantitativa</b>	<b>Ordinal</b>	- predimensionamiento de los elementos estructurales. - Parámetros sísmicos. - Desplazamientos laterales en ambas direcciones. - Distorsión de entrepiso	- Observación - Entrevista - Encuesta - Internet	-Programa Etabs v16.2.1 -Programa Safe v16.0.2 -Hojas Excel.	- Manual del programa Etabs v16.2.1 y Safe v16.0.2 - R.N.E

*Fuente:(Elaboración propia, 2019)*

TEMA	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	OBJETIVO DEL ESTUDIO	HIPOTESIS DE INVESTIGACION	VARIABLES DE ESTUDIO	INDICADORES	METODOLOGIA
<b>TITULO:</b> <b>Aplicación de la Norma Sismorresistente E-030 para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el Caserío San Martín de Porras-Ica.</b>	<p><b>1.-Problema general:</b>  ¿En qué medida influye la Aplicación de la Norma Sismorresistente E-030 para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica?</p> <p><b>2.-Problemas específicos:</b>  <b>2.1</b> ¿En qué medida influye el Predimensionamiento de los elementos estructurales para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica?  <b>2.2</b> ¿En qué medida influye los Parámetros sísmicos para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica?  <b>2.3</b> ¿En qué medida influyen los desplazamientos laterales en ambas direcciones para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica?  <b>2.4</b> ¿En qué medida influye la distorsión de entrepiso para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica?</p>	<p><b>1.-Objetivo general:</b>  Determinar la influencia en la Aplicación de la Norma Sismorresistente E-030 para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica.</p> <p><b>2.-Objetivos específicos:</b>  <b>2.1</b> Determinar la influencia del Predimensionamiento de los elementos estructurales para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica.  <b>2.2</b> Determinar la influencia de los Parámetros sísmicos para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica.  <b>2.3</b> Determinar la influencia de los desplazamientos laterales en ambas direcciones para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica.  <b>2.4</b> Determinar la influencia de la distorsión de entrepiso para el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica.</p>	<p><b>1.-Hipotesis general:</b>  La Aplicación de la Norma Sismorresistente E-030 influye en el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica.</p> <p><b>2.-Hipotesis específicas:</b>  <b>2.1</b> El Predimensionamiento de los elementos estructurales influyen en el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica.  <b>2.2</b> Los Parámetros sísmicos influyen en el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica.  <b>2.3</b> Los desplazamientos laterales en ambas direcciones influyen en el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica.  <b>2.4</b> La distorsión de entrepiso influye en el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica.</p>	<p><b>1.-Variable Independiente</b>  Aplicación de la Norma Sismorresistente E-030</p> <p><b>2.-Variable Dependiente</b>  Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado en el caserío San Martín de Porras-Ica.</p>	<p><b>1.-De la Variable Independiente</b>  Normas Técnicas Peruanas.</p> <p><b>2.-De la Variable Dependiente</b>  - Predimensionamiento de los elementos estructurales.  - Parámetros sísmicos.  -desplazamientos laterales en ambas direcciones.  -distorsión de entrepiso.</p>	<p><b>1.-Tipo de Investigación</b>  Aplicada</p> <p><b>2.-Nivel de Investigación</b>  Explicativa</p> <p><b>3.-Metodo de Investigación</b>  Deductivo</p> <p><b>4.-Diseño de Investigación</b>  Analítico-Comparativo</p> <p><b>5.-Poblacion</b>  Caserío San Martín de Porras.</p> <p><b>6.-Muestra</b>  Edificación Aporticada de tres niveles</p> <p><b>7.-Tecnica</b>  - Observación  - Entrevista  - Encuesta  - Internet</p> <p><b>8.-Instrumentos</b>  -Programa Etabs v16.2.1 y Safe v16.0.2  -Hojas Excel.</p> <p><b>9.-Fuente</b>  - Manual del Programa Etabs v16.2.1 y Safe v16.0.2  - R.N.E</p>

Fuente:(Elaboración propia, 2019)

## **CAPITULO III: ESTRATEGIA METODOLÓGICA**

### **3.1. TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.**

#### **3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.**

Aplicada.

#### **3.1.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN.**

Explicativa (causa-efecto).

#### **3.1.3. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN.**

- Deductivo.
- Analítico-Comparativo.

#### **3.1.4. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.**

No experimental – transversal.

### **3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA MATERIA DE INVESTIGACIÓN**

#### **3.2.1. POBLACIÓN DE ESTUDIO.**

Caserío San Martín de Porras.

#### **3.2.2. MUESTRA DE ESTUDIO**

Edificación aporricada de 3 niveles.

## **CAPITULO IV: TECNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN**

### **4.1. TECNICAS DE RECOLECCION DE DATOS.**

- Observación.
- Entrevista.
- Encuesta.
- Internet.

### **4.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS.**

- Programa Etabs v16.2.1 y Safe v16.0.2.
- Hojas Excel.

### **4.3. TECNICAS DE PROCESAMIENTO DE DATOS, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

#### **MÉTODO:**

Se desarrolló por dos métodos de análisis sísmico: análisis estático y Análisis Dinámico Modal Espectral.

#### **PASOS:**

Se desarrolló a nivel de hojas de cálculo en Excel y según el manual del programa Etabs v16.2.1 y Safe v16.0.2.

#### **HERRAMIENTAS ESTADÍSTICAS:**

Se desarrolló con las herramientas más conocidas como histogramas, barras, pasteles, gráficos, etc.

## **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS:**

El análisis e interpretación de resultados se desarrolló en base a los resultados calculados por los dos métodos de análisis sísmico: análisis estático y Análisis Dinámico Modal Espectral.

### **4.3.1. DESCRIPCIÓN DEL PLANTEAMIENTO DE LA EDIFICACIÓN**

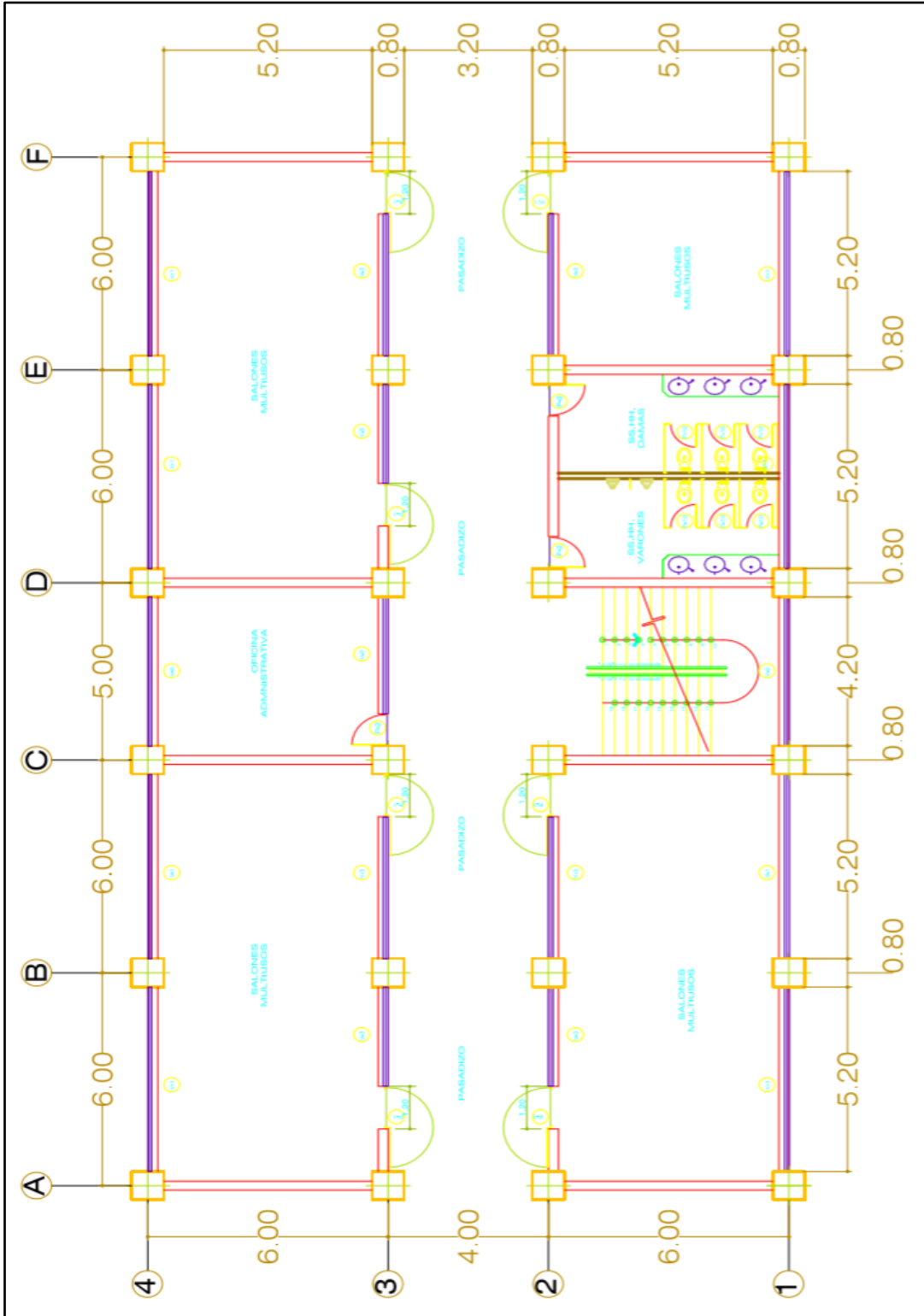
#### **4.3.1.1. PLANTEAMIENTO ARQUITECTÓNICO**

El planteamiento de Arquitectura se desarrolló siguiendo los parámetros de la norma técnica Criterios de Diseño para Locales Educativos Primaria y Secundaria, Resolución Viceministerial N° 084-2019-MINEDU.

El proyecto consiste en una edificación de un local Educativo, con área techada de 434 m<sup>2</sup>, la edificación es de 3 niveles con las siguientes características en el 1°, 2° y 3° nivel como se muestra en la (*Figura 13*):

- 4 salones multiusos
- 1 oficina administrativa
- 1 servicio Higiénico
- Hall
- Escalera

Figura 13. Plano de Arquitectura 1°, 2° y 3° nivel.

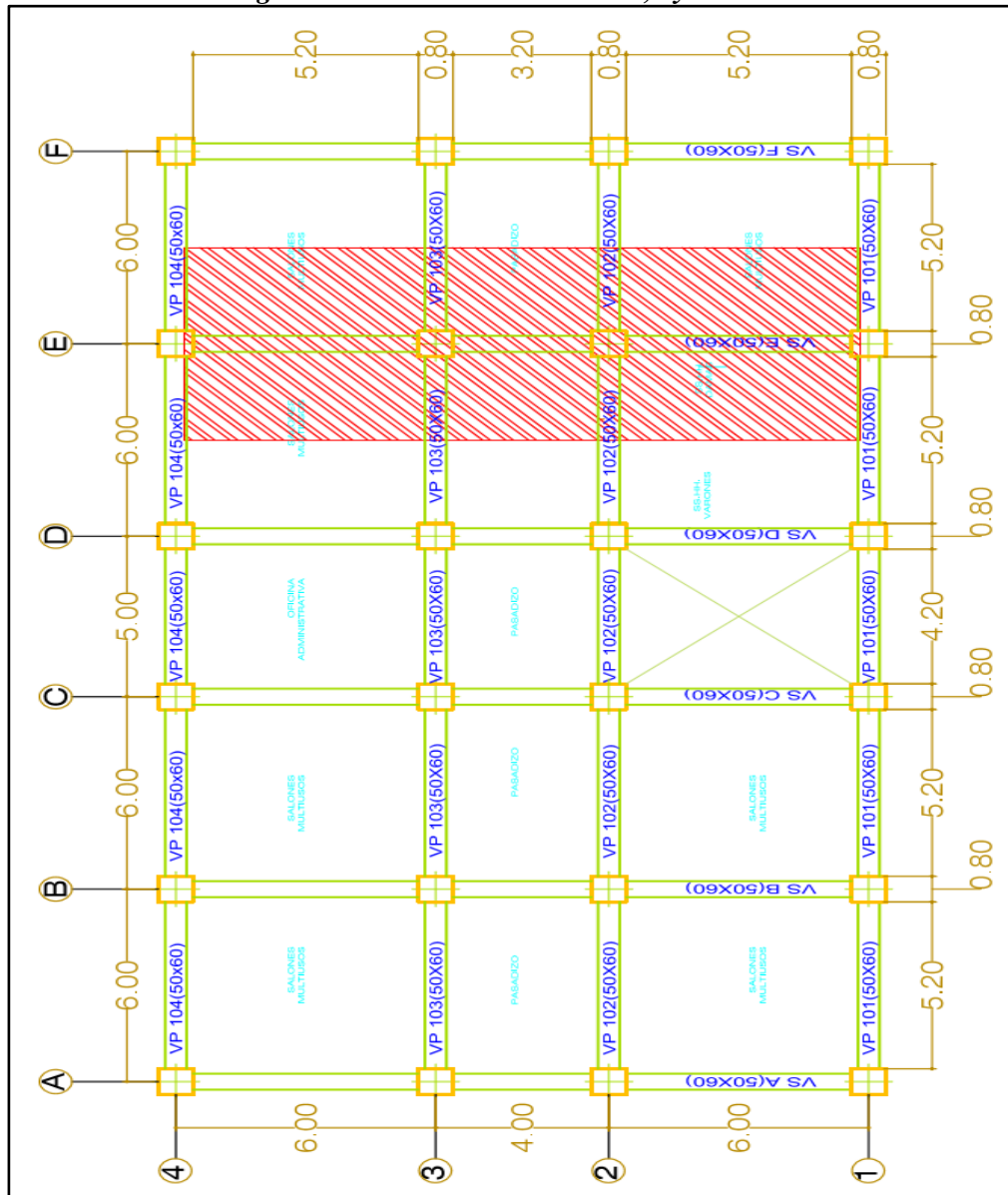


Fuente: (Elaboración propia, 2019)

### 4.3.1.2. PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

El planteamiento estructural que se consideró para la edificación es el sistema aporticado bajo todos los criterios que exige el Reglamento Nacional de edificaciones, como se muestra en la *(figura 14)*.

*Figura 14. Plano estructural de 1°, 2 y 3° nivel.*



*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

### 4.3.1.3. PROPUESTA PLANTEADA

El planteamiento estructural de la edificación es un sistema aporticado.

### 4.3.2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

#### 4.3.2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Se consideró todos los criterios mencionados en el Capítulo I del ítem 1.2.5.1 Criterios de Estructuración.

#### 4.3.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### PREDIMENSIONAMIENTO

#### 1. CONSIDERACIONES INICIALES

TABIQUERIA	100	kg/m <sup>2</sup>
ACABADOS	120	kg/m <sup>2</sup>
S/C PISO TIPICO	250	kg/m <sup>2</sup>
S/C TECHO	150	kg/m <sup>2</sup>

LA(m)=	6
LB(m)=	6
LC(m)=	5
LD(m)=	6
LE(m)=	6
L1(m)=	6
L2(m)=	4
L3(m)=	6

#### 2. PROPIEDAD DE LOS ELEMENTOS

F'c	350	kg/cm <sup>2</sup>
Ec	280625	kg/cm <sup>2</sup>
F'y	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Es	2000000	kg/cm <sup>2</sup>
PESO CONCRETO	2400	kg/m <sup>3</sup>

### A. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA

#### 3. ESPESOR DE LA LOSA ALIGERADA

$$L/20 < H < L/25$$

		PESO LOSA	
ESPESOR (CM)	25	350	kg/cm <sup>2</sup>
ESPESOR (CM)	20	300	kg/cm <sup>2</sup>
ESPESOR (CM)	18	250	kg/cm <sup>2</sup>

$$H = 0.24 \text{ m}$$

$$E = 0.25 \text{ m}$$

"L" DEBE SER LA MAS DESFAVORABLE

## B. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

"H" SEGÚN ACI	SIMPLE APOYADA	L/16
	CON 1 EXTREMO	L/18.5
	CON 2 EXTREMOS	L/21
	VOLADIZO	L/8

RECOMEDACION PRACTICA	H= L/10
	B= AT/20
	B= (AT/20)X1.20

EJE	VIGA	LUZ LIBRE(L)	ALTURA(H)	ANCHO TRIBUTARIO	B	USAR B
		m	m	m	m	m
A	VS-A-3	6	0.6	3	0.18	0.4
A	VS-A-2	6	0.6	3	0.18	0.4
A	VS-A-1	6	0.6	3	0.18	0.4
B	VS-B-3	6	0.6	6	0.36	0.4
B	VS-B-2	6	0.6	6	0.36	0.4
B	VS-B-1	6	0.6	6	0.36	0.4
C	VS-C-3	6	0.6	5.5	0.33	0.4
C	VS-C-2	6	0.6	5.5	0.33	0.4
C	VS-C-1	6	0.6	5.5	0.33	0.4
D	VS-D-3	6	0.6	5.5	0.33	0.4
D	VS-D-2	6	0.6	5.5	0.33	0.4
D	VS-D-1	6	0.6	5.5	0.33	0.4
E	VS-E-3	6	0.6	6	0.36	0.4
E	VS-E-2	6	0.6	6	0.36	0.4
E	VS-E-1	6	0.6	6	0.36	0.4
F	VS-F-3	6	0.6	3	0.18	0.4
F	VS-F-2	6	0.6	3	0.18	0.4
F	VS-F-1	6	0.6	3	0.18	0.4
1	VP-101-3	6	0.6	3	0.18	0.4
1	VP-101-2	6	0.6	3	0.18	0.4
1	VP-101-1	6	0.6	3	0.18	0.4
2	VP-102-3	6	0.6	5	0.3	0.4
2	VP-102-2	6	0.6	5	0.3	0.4
2	VP-102-1	6	0.6	5	0.3	0.4
3	VP-103-3	6	0.6	5	0.3	0.4
3	VP-103-2	6	0.6	5	0.3	0.4
3	VP-103-1	6	0.6	5	0.3	0.4
4	VP-104-3	6	0.6	3	0.18	0.4
4	VP-104-2	6	0.6	3	0.18	0.4
4	VP-104-1	6	0.6	3	0.18	0.4

**VIGA            40X60 cm**

### C. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

ESQUINA  $bx_d = \frac{1.5PG}{0.2 * F' C}$

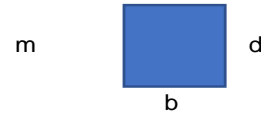
LATERAL  $bx_d = \frac{1.25PG}{0.2 * F' C}$

CENTRAL  $bx_d = \frac{1.1PG}{0.2 * F' C}$

PG=AxW
A=AREA TRIBUTARIA
W=CARGA DE SERVICIO EN TODO LOS NIVELES SOBRE LA COLUMNA

#### ESTIMACION DE PESOS Y DIMENSIONES

	b	d
DIMENSION INICIAL COLUM:	0.4	0.4



#### COLUMNA ESQUINA (C1)-NIVEL 3

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N°VECES	W(Kg)	PESO(Kg)
LOSA	2.8	2.8		1	350	2744
VIGAS-X	2.8	0.4	0.6	1	2400	1612.8
VIGAS-Y	2.8	0.4	0.6	1	2400	1612.8
ACABADOS	3.2	3.2		1	120	1228.8
TABIQUERIA	3.2	3.2		1	100	1024
S/C	3.2	3.2		1	150	1536
<b>TOTAL=</b>						<b>9758.4</b>

ESQUINA  $bx_d = \frac{1.5PG}{0.2 * F' C}$       209.11 cm<sup>2</sup>  
USAR= 40X10 cm

#### COLUMNA ESQUINA (C1)-NIVEL 2

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N°VECES	W(Kg)	PESO(Kg)
LOSA	2.8	2.8		1	350	2744
VIGAS-X	2.8	0.4	0.6	1	2400	1612.8
VIGAS-Y	2.8	0.4	0.6	1	2400	1612.8
ACABADOS	3.2	3.2		1	120	1228.8
TABIQUERIA	3.2	3.2		1	100	1024
COLUMNA	0.4	0.4	3	1	2400	1152
S/C	3.2	3.2		1	250	2560
<b>TOTAL=</b>						<b>11934.4</b>

ESQUINA  $bx_d = \frac{1.5PG}{0.2 * F' C}$       464.85 cm<sup>2</sup>  
USAR= 40X15 cm

#### COLUMNA ESQUINA (C1)-NIVEL 1

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N°VECES	W(Kg)	PESO(Kg)
LOSA	2.8	2.8		1	350	2744
VIGAS-X	2.8	0.4	0.6	1	2400	1612.8
VIGAS-Y	2.8	0.4	0.6	1	2400	1612.8
ACABADOS	3.2	3.2		1	120	1228.8
TABIQUERIA	3.2	3.2		1	100	1024
COLUMNA	0.4	0.4	3	1	2400	1152
S/C	3.2	3.2		1	250	2560
<b>TOTAL=</b>						<b>11934.4</b>

ESQUINA  $bx_d = \frac{1.5PG}{0.2 * F' C}$       720.58 cm<sup>2</sup>  
USAR= 40X20 cm

COLUMNA LATERAL (C2)-NIVEL 3

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N°VECES	W(Kg)	PESO(Kg)
LOSA	5.6	2.8		1	350	5488
VIGAS-X	5.6	0.4	0.6	1	2400	3225.6
VIGAS-Y	5.6	0.4	0.6	1	2400	3225.6
ACABADOS	6.4	3.2		1	120	2457.6
TABIQUERIA	6.4	3.2		1	100	2048
S/C	6.4	3.2		1	150	3072
TOTAL=						19516.8

LATERAL 
$$bxd = \frac{1.25PG}{0.2 * F \cdot C}$$
 348.51 cm<sup>2</sup>  
 USAR= 40X10 cm

COLUMNA LATERAL (C2)-NIVEL 2

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N°VECES	W(Kg)	PESO(Kg)
LOSA	5.6	2.8		1	350	5488
VIGAS-X	5.6	0.4	0.6	1	2400	3225.6
VIGAS-Y	5.6	0.4	0.6	1	2400	3225.6
ACABADOS	6.4	3.2		1	120	2457.6
TABIQUERIA	6.4	3.2		1	100	2048
COLUMNA	0.4	0.4	3	1	2400	1152
S/C	6.4	3.2		1	250	5120
TOTAL=						22716.8

ESQUINA 
$$bxd = \frac{1.25PG}{0.2 * F \cdot C}$$
 754.17 cm<sup>2</sup>  
 USAR= 40X20 cm

COLUMNA ESQUINA (C2)-NIVEL 1

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N°VECES	W(Kg)	PESO(Kg)
LOSA	5.6	2.8		1	350	5488
VIGAS-X	5.6	0.4	0.6	1	2400	3225.6
VIGAS-Y	5.6	0.4	0.6	1	2400	3225.6
ACABADOS	6.4	3.2		1	120	2457.6
TABIQUERIA	6.4	3.2		1	100	2048
COLUMNA	0.4	0.4	3	1	2400	1152
S/C	6.4	3.2		1	250	5120
TOTAL=						22716.8

ESQUINA 
$$bxd = \frac{1.25PG}{0.2 * F \cdot C}$$
 1159.83 cm<sup>2</sup>  
 USAR= 40X30 cm

COLUMNA LATERAL (C3)-NIVEL 3

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N°VECES	W(Kg)	PESO(Kg)
LOSA	5.1	2.8		1	350	4998
VIGAS-X	5.1	0.4	0.6	1	2400	2937.6
VIGAS-Y	5.1	0.4	0.6	1	2400	2937.6
ACABADOS	5.9	3.2		1	120	2265.6
TABIQUERIA	5.9	3.2		1	100	1888
S/C	5.9	3.2		1	150	2832
TOTAL=						17858.8

LATERAL  $bx_d = \frac{1.25PG}{0.2 * F * C}$  318.91 cm<sup>2</sup>  
 USAR= 40X10 cm

COLUMNA LATERAL (C3)-NIVEL 2

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N°VECES	W(Kg)	PESO(Kg)
LOSA	5.1	2.8		1	350	4998
VIGAS-X	5.1	0.4	0.6	1	2400	2937.6
VIGAS-Y	5.1	0.4	0.6	1	2400	2937.6
ACABADOS	5.9	3.2		1	120	2265.6
TABIQUERIA	5.9	3.2		1	100	1888
COLUMNA	0.4	0.4	3	1	2400	1152
S/C	5.9	3.2		1	250	4720
TOTAL=						20898.8

ESQUINA  $bx_d = \frac{1.25PG}{0.2 * F * C}$  692.10 cm<sup>2</sup>  
 USAR= 40X20 cm

COLUMNA ESQUINA (C3)-NIVEL 1

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N°VECES	W(Kg)	PESO(Kg)
LOSA	5.1	2.8		1	350	4998
VIGAS-X	5.1	0.4	0.6	1	2400	2937.6
VIGAS-Y	5.1	0.4	0.6	1	2400	2937.6
ACABADOS	5.9	3.2		1	120	2265.6
TABIQUERIA	5.9	3.2		1	100	1888
COLUMNA	0.4	0.4	3	1	2400	1152
S/C	5.9	3.2		1	250	4720
TOTAL=						20898.8

ESQUINA  $bx_d = \frac{1.25PG}{0.2 * F * C}$  1065.29 cm<sup>2</sup>  
 USAR= 40X30 cm

COLUMNA LATERAL (C5)-NIVEL 3

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N°VECES	W(Kg)	PESO(Kg)
LOSA	5.6	4.6		1	350	9016
VIGAS-X	5.6	0.4	0.6	1	2400	3225.6
VIGAS-Y	5.6	0.4	0.6	1	2400	3225.6
ACABADOS	6.4	5.4		1	120	4147.2
TABIQUERIA	6.4	5.4		1	100	3456
S/C	6.4	5.4		1	150	5184
TOTAL=						28254.4

LATERAL  $bx_d = \frac{1.PG}{0.2 * F * C}$   $403.63 \text{ cm}^2$   
 USAR= 40X15 cm

COLUMNA LATERAL (C5)-NIVEL 2

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N°VECES	W(Kg)	PESO(Kg)
LOSA	5.6	4.6		1	350	9016
VIGAS-X	5.6	0.4	0.6	1	2400	3225.6
VIGAS-Y	5.6	0.4	0.6	1	2400	3225.6
ACABADOS	6.4	5.4		1	120	4147.2
TABIQUERIA	6.4	5.4		1	100	3456
COLUMNA	0.4	0.4	3	1	2400	1152
S/C	6.4	5.4		1	250	8640
TOTAL=						32862.4

ESQUINA  $bx_d = \frac{1.1PG}{0.2 * F * C}$   $920.04 \text{ cm}^2$   
 USAR= 40X30 cm

COLUMNA ESQUINA (C5)-NIVEL 1

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N°VECES	W(Kg)	PESO(Kg)
LOSA	5.6	4.6		1	350	9016
VIGAS-X	5.6	0.4	0.6	1	2400	3225.6
VIGAS-Y	5.6	0.4	0.6	1	2400	3225.6
ACABADOS	6.4	5.4		1	120	4147.2
TABIQUERIA	6.4	5.4		1	100	3456
COLUMNA	0.4	0.4	3	1	2400	1152
S/C	6.4	5.4		1	250	8640
TOTAL=						32862.4

ESQUINA  $bx_d = \frac{1.1PG}{0.2 * F * C}$   $1436.45 \text{ cm}^2$   
 USAR= 40X40 cm

### 4.3.3. METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD

#### 4.3.3.1 CARGAS CONSIDERADAS Y PESOS UNITARIOS

Se consideró carga muerta y carga viva mencionados en el Capítulo I del ítem 1.2.6

Metrado de Cargas por Gravedad.

#### 4.3.3.2. LOSAS ALIGERERADAS

METRADO DE CARGAS POR SISMO					
1. METRADO DE LOSAS 1°, 2° y 3° NIVEL					
Losas	N° de Losas	Area (m <sup>2</sup> )	p.p.losa	peso(kg)	peso(ton)
losa 1	1	36.00	350.00	12600.00	12.60
losa 2	1	24.00	350.00	8400.00	8.40
losa 3	1	36.00	350.00	12600.00	12.60
losa 4	1	36.00	350.00	12600.00	12.60
losa 5	1	24.00	350.00	8400.00	8.40
losa 6	1	36.00	350.00	12600.00	12.60
losa 7	1	30.00	350.00	10500.00	10.50
losa 8	1	20.00	350.00	7000.00	7.00
losa 9	1	36.00	350.00	12600.00	12.60
losa 10	1	24.00	350.00	8400.00	8.40
losa 11	1	36.00	350.00	12600.00	12.60
losa 12	1	36.00	350.00	12600.00	12.60
losa 13	1	24.00	350.00	8400.00	8.40
losa 14	1	36.00	350.00	12600.00	12.60
					151.90
2. METRADO DE ACABADOS 1°, 2° y 3° NIVEL					
Areas	N° de Areas	Area (m <sup>2</sup> )	p.u (kg/m <sup>2</sup> )	peso(kg)	peso(ton)
Area	1	434.00	100.00	43400.00	43.40
					43.40
3. METRADO DE MUROS 1°, 2° NIVEL					
L	N° de long.	L (m)	p.u (kg/m)	peso(kg)	peso(ton)
Eje 1	1	25.00	400.00	10000.00	10.00
Eje 2	1	25.00	590.00	14750.00	14.75
Eje 3	1	25.00	590.00	14750.00	14.75
Eje 4	1	25.00	400.00	10000.00	10.00
Eje A	1	10.40	750.00	7800.00	7.80
Eje C	1	10.40	750.00	7800.00	7.80
Eje D	1	10.40	750.00	7800.00	7.80
Eje E	1	5.20	750.00	3900.00	3.90
Eje F	1	10.40	750.00	7800.00	7.80
					84.60

#### 4.3.3.3. VIGAS PERALTADAS

4. METRADO DE VIGAS 1°, 2° y 3° NIVEL						
Viga P	L(m)	h(m)	b(m)	$\gamma$ c°a	Peso(kg)	Peso(ton)
eje 1	25.00	0.60	0.50	2400.00	18000.00	18.00
eje 2	25.00	0.60	0.50	2400.00	18000.00	18.00
eje 3	25.00	0.60	0.50	2400.00	18000.00	18.00
eje 4	25.00	0.60	0.50	2400.00	18000.00	18.00
						72.00

5. METRADO DE VIGAS 1°, 2° y 3° NIVEL						
Viga S	L(m)	h(m)	b(m)	$\gamma$ c°a	Peso(kg)	Peso(ton)
eje A	13.60	0.60	0.50	2400.00	9792.00	9.79
eje B	13.60	0.60	0.50	2400.00	9792.00	9.79
eje C	13.60	0.60	0.50	2400.00	9792.00	9.79
eje D	13.60	0.60	0.50	2400.00	9792.00	9.79
eje E	13.60	0.60	0.50	2400.00	9792.00	9.79
eje F	13.60	0.60	0.50	2400.00	9792.00	9.79
						58.75

#### 4.3.3.4. COLUMNAS

6. METRADO DE COLUMNAS 1°, 2° y 3° NIVEL						
Columna	L(m)	h(m)	b(m)	$\gamma$ c°a	Peso(kg)	Peso(ton)
C-1	3.00	0.80	0.80	2400.00	4608.00	4.61
						4.61
Cantidad de Columnas						24.00
						110.59

#### 4.3.3.5. CUADRO DE RESUMEN

7. METRADO DE CARGA VIVA 1°, 2° y 3° NIVEL					
Piso	Area (m <sup>2</sup> )	s/c(kg/m <sup>2</sup> )	factor	Peso(kg)	Peso(ton)
1er piso	318.00	250.00	0.50	39750.00	39.75
	116.00	400.00	0.50	23200.00	23.20
2do piso	318.00	250.00	0.50	39750.00	39.75
	116.00	400.00	0.50	23200.00	23.20
3ro techo	318.00	100.00	0.50	15900.00	15.90
	116.00	100.00	0.50	5800.00	5.80
					147.60

8.CUADRO DE RESUMEN DE PESOS				
Elementos	1er Piso	2do Piso	3er Piso	Total(ton)
Viga P	72.00	72.00	72.00	216.00
Viga S	58.75	58.75	58.75	176.26
Columnas	165.89	110.59	110.59	387.07
Losas	151.90	151.90	151.90	455.70
Acabados	43.40	43.40	43.40	130.20
Muros	84.60	89.21	0.00	173.81
				1539.04

Peso total de la Edificación= 100%CM+50%CV=1539.04+147.60=1686.64 ton.

#### 4.3.4. ANÁLISIS SÍSMICO

##### 4.3.4.1. ANÁLISIS ESTÁTICO

##### 4.3.4.1.1. PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

**FACTOR ZONA(Z):** la edificación se encuentra en la ciudad de Ica, por lo tanto, la zona de análisis sísmico será Zona 4 ( $z=0.45$ ).

**FACTORES DE SUELO(S):** la edificación se encuentra cimentado sobre un suelo con una capacidad portante de  $1.4 \text{ kg/cm}^2$ , por lo tanto, es un tipo de suelo blando ( $S=1.10$ ).

**FACTOR DE USO(U):** la edificación está destinada a un colegio, por lo tanto, es una edificación esencial con el factor de uso ( $U=1.50$ )

**DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA(C):** el coeficiente de amplificación sísmica le corresponde ( $C=2.5$ ).

$$T < T_p \quad C=2.5$$

**FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA(R):** el factor de reducción de la fuerza sísmica le corresponde ( $R=8$ ) por ser una edificación aporticado que ha sido clasificada como regular.

**CÁLCULO DE LA FUERZA SÍSMICA:** se calcula de la siguiente manera.

$$V_{\text{basal}} = \left( Z \cdot U \cdot C \cdot \frac{S}{R} \right) * P \quad V_{\text{basal}} = \left( 0.45 * 1.50 * 2.5 * \frac{1.10}{8} \right) * 1686.64 = 391.35 \text{ton}$$

$$C/R = 2.5/8 = 0.3125 \geq 0.125.$$

#### **CENTRO DE MASA CON 5% DE EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL**

El Reglamento Nacional de Edificaciones según la E-030 Diseño Sismorresistente indica que se debe considerar una excentricidad accidental de 5% en la dirección de análisis del sismo.

Las dimensiones de la edificación son: en la dirección XX es 29.00 m y en la dirección YY es 16.00 m. Por lo tanto, las excentricidades para cada dirección son:

$$\text{Dirección XX: } e_x = 29.00 \times 0.05 = 1.450 \text{ m}$$

$$\text{Dirección YY: } e_y = 16.00 \times 0.05 = 0.800 \text{ m}$$

#### **4.3.4.2. ANÁLISIS POR COMBINACIÓN MODAL ESPECTRAL**

##### **4.3.4.2.1 PARÁMETROS SÍSMICOS Y ESPECTRO DE DISEÑO**

**FACTOR ZONA(Z):** la edificación se encuentra en la ciudad de Ica, por lo tanto, la zona de análisis sísmico será Zona 4 ( $z=0.45$ ).

**FACTORES DE SUELO(S):** la edificación se encuentra cimentado sobre un suelo con una capacidad portante de  $1.4 \text{ kg/cm}^2$ , por lo tanto, es un tipo de suelo blando ( $S=1.10$ ).

**FACTOR DE USO(U):** la edificación está destinada a un colegio, por lo tanto, es una edificación esencial con el factor de uso ( $U=1.50$ )

##### **DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA(C):**

el coeficiente de amplificación sísmica le corresponde ( $C=2.5$ ).

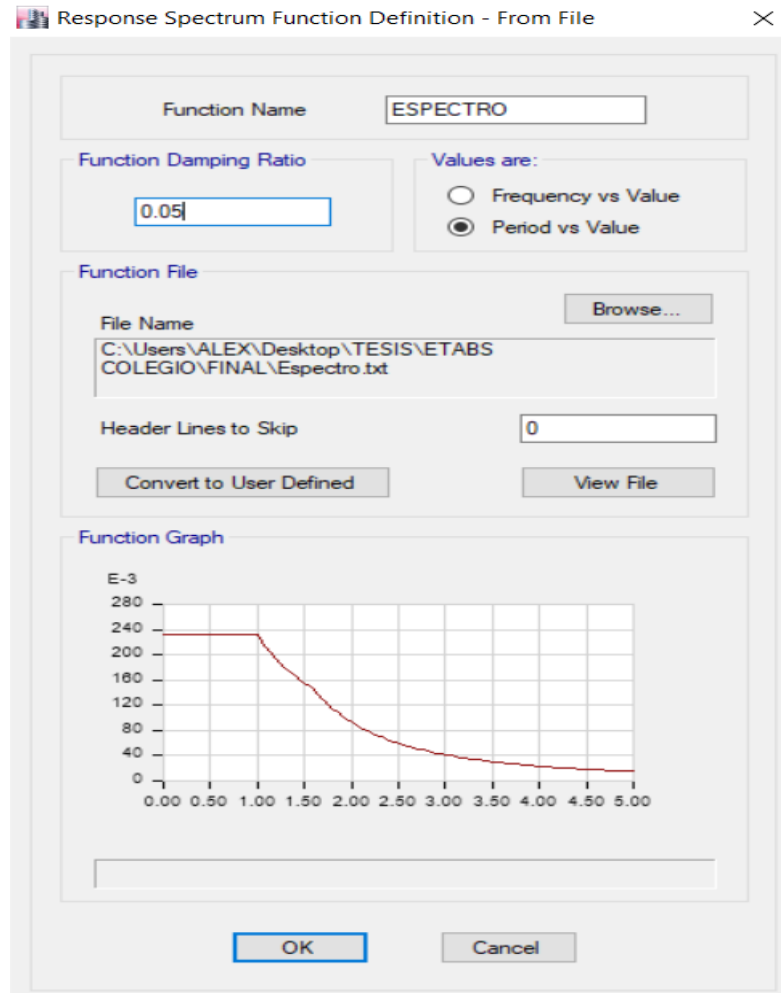
$$T < T_p$$

$$C = 2.5$$

**FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA(R):** el factor de reducción de la fuerza sísmica le corresponde ( $R=8$ ) por ser una edificación aporricado que ha sido clasificada como regular.

**ESPECTRO DE DISEÑO:** el espectro de diseño utilizado es como se muestra en la (figura 15 y tabla 17).

*Figura 15. Espectro de diseño.*



*Fuente: (Elaboración propia Etabs V16.2.1, 2019)*

**Tabla 17. Aceleración espectral.**

C	T	Sa
2.500	0.001	0.23203
2.500	0.050	0.23203
2.500	0.100	0.23203
2.500	0.150	0.23203
2.500	0.200	0.23203
2.500	0.250	0.23203
2.500	0.300	0.23203
2.500	0.350	0.23203
2.500	0.400	0.23203
2.500	0.450	0.23203
2.500	0.500	0.23203
2.500	0.550	0.23203
2.500	0.600	0.23203
2.500	0.650	0.23203
2.500	0.700	0.23203
2.500	0.750	0.23203
2.500	0.800	0.23203
2.500	0.850	0.23203
2.500	0.900	0.23203
2.500	0.950	0.23203
2.500	1.000	0.23203
2.381	1.050	0.22098
2.273	1.100	0.21094
2.174	1.150	0.20177
2.083	1.200	0.19336
2.000	1.250	0.18563
1.923	1.300	0.17849
1.852	1.350	0.17188
1.786	1.400	0.16574
1.724	1.450	0.16002
1.667	1.500	0.15469
1.613	1.550	0.14970
1.563	1.600	0.14502
1.469	1.650	0.13636
1.384	1.700	0.12846
1.306	1.750	0.12122
1.235	1.800	0.11458
1.169	1.850	0.10847
1.108	1.900	0.10284
1.052	1.950	0.09763
1.000	2.000	0.09281
0.952	2.050	0.08834
0.907	2.100	0.08418
0.865	2.150	0.08031
0.826	2.200	0.07670
0.790	2.250	0.07333
0.756	2.300	0.07018
0.724	2.350	0.06722
0.694	2.400	0.06445
0.666	2.450	0.06185
0.640	2.500	0.05940

C	T	Sa
0.615	2.550	0.05709
0.592	2.600	0.05492
0.570	2.650	0.05287
0.549	2.700	0.05093
0.529	2.750	0.04909
0.510	2.800	0.04735
0.492	2.850	0.04571
0.476	2.900	0.04414
0.460	2.950	0.04266
0.444	3.000	0.04125
0.430	3.050	0.03991
0.416	3.100	0.03863
0.403	3.150	0.03741
0.391	3.200	0.03625
0.379	3.250	0.03515
0.367	3.300	0.03409
0.356	3.350	0.03308
0.346	3.400	0.03212
0.336	3.450	0.03119
0.327	3.500	0.03031
0.317	3.550	0.02946
0.309	3.600	0.02865
0.300	3.650	0.02787
0.292	3.700	0.02712
0.284	3.750	0.02640
0.277	3.800	0.02571
0.270	3.850	0.02505
0.263	3.900	0.02441
0.256	3.950	0.02379
0.250	4.000	0.02320
0.244	4.050	0.02263
0.238	4.100	0.02209
0.232	4.150	0.02156
0.227	4.200	0.02105
0.221	4.250	0.02055
0.216	4.300	0.02008
0.211	4.350	0.01962
0.207	4.400	0.01918
0.202	4.450	0.01875
0.198	4.500	0.01833
0.193	4.550	0.01793
0.189	4.600	0.01754
0.185	4.650	0.01717
0.181	4.700	0.01681
0.177	4.750	0.01645
0.174	4.800	0.01611
0.170	4.850	0.01578
0.167	4.900	0.01546
0.163	4.950	0.01515
0.160	5.000	0.01485

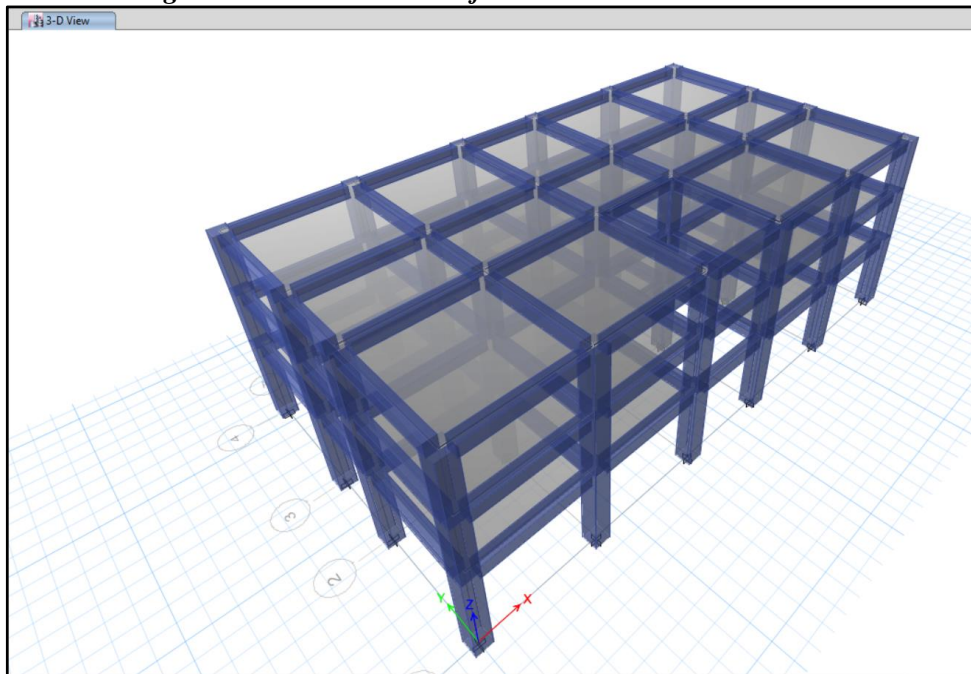
Z	0.450
U	1.500
C	2.500
S	1.100
R	8.000
P	1686.640
Tp	1.000
TI	1.600
T	0.331

**Fuente: (Elaboración propia Etabs V16.2.1, 2019)**

#### 4.3.4.2.2. MODELO DE LA EDIFICACIÓN

Para el modelamiento del análisis sísmico se ha usado el programa estructural Etabs Versión 16.2.1 donde se le asignó los materiales, elementos estructurales de diseño y el espectro de diseño. El modelo de la edificación es como se muestra en la *(figura 16)*.

*Figura 16. Modelo de la edificación en 3D de los 3 niveles.*



*Fuente: (Elaboración propia Etabs V16.2.1, 2019)*

#### 4.3.4.2.3. MODOS Y PERIODOS

Se logró determinar los períodos fundamentales de los modos de vibración resultantes en las direcciones principales de la edificación.

De los 12 modos de vibración se consideró los 3 primeros debido a que la masa participativa en cada dirección UX y UY cumple con mayor al 90%, como se muestra en la *(tabla 18)*.

Primer Modo: Traslación en el eje X.

Segundo Modo: Traslación en el eje Y.

Tercer Modo: Rotación.

**Tabla 18. Periodo y porcentaje de masas participativas.**

PERIODOS Y PORCENTAJE DE MASAS PARTICIPATIVAS					
Modo	Periodo	Masa Part. X	Masa Part. Y	$\Sigma$ Masa Part. X	$\Sigma$ Masa Part. Y
	seg	%	%	%	%
1	0.331	90.350	0.010	90.350	0.010
2	0.327	0.010	90.640	90.360	90.360
3	0.304	0.100	0.060	90.460	90.460
4	0.091	8.400	0.002	98.860	98.860
5	0.091	0.002	8.260	98.862	98.862
6	0.084	0.020	0.010	98.882	98.882
7	0.043	1.030	0.010	99.912	99.912
8	0.043	0.010	1.010	99.922	99.922
9	0.039	0.002	0.002	99.924	99.924
10	0.009	0.000	0.000	99.924	99.924
11	0.009	0.000	0.000	99.924	99.924
12	0.009	0.000	0.000	99.924	99.924

Fuente: (Elaboración propia Etabs V16.2.1, 2019)

#### 4.3.4.2.4. EFECTOS DE TORSIÓN EN PLANTA

El Reglamento Nacional de Edificaciones según la E.030 Diseño Sismorresistente indica que se debe considerar una excentricidad accidental de 5% en la dirección de análisis del sismo.

Las dimensiones de la edificación son: en la dirección XX es 29.00 m y en la dirección YY es 16.00 m. Por lo tanto, las excentricidades para cada dirección serán:

Dirección XX:  $e_x = 29.00 \times 0.05 = 1.450$  m

Dirección YY:  $e_y = 16.00 \times 0.05 = 0.800$  m

#### 4.3.4.2.5. DEZPLAZAMIENTO DE RESPUESTA

El Reglamento Nacional de Edificaciones según la E.030 Diseño Sismorresistente indica la máxima distorsión de entrepiso de 0.007, como se muestra en la (tabla 19 y tabla 20).

**Tabla 19. Derivas máximas en la dirección "x".**

DERIVAS MAXIMAS EN LA DIRECCION X - OBTENIDOS EN EL ETABS V16.2.1							
Piso	h	$\Delta$ Absoluto	$\Delta$ Relativo	Deriva	Deriva	Deriva Max.	Control
N°	cm	cm	cm	di/hi	$0.75 \cdot R \cdot di/hi$		
1	450	0.3695	0.370	0.00082	0.0049	0.007	si cumple
2	300	0.6539	0.284	0.00095	0.0057	0.007	si cumple
3	300	0.8481	0.194	0.00065	0.0039	0.007	si cumple

Fuente: (Elaboración propia Etabs V16.2.1, 2019)

**Tabla 20. Derivas máximas en la dirección “y”.**

DERIVAS MAXIMAS EN LA DIRECCION Y - OBTENIDOS EN EL ETABS V16.2.1							
Piso	h	Δ Absoluto	Δ Relativo	Deriva	Deriva	Deriva Max.	Control
N°	cm	cm	cm	di/hi	0.75*R*di/hi		
1	450	0.387	0.387	0.00086	0.0052	0.007	si cumple
2	300	0.6808	0.294	0.00098	0.0059	0.007	si cumple
3	300	0.8795	0.199	0.00066	0.0040	0.007	si cumple

*Fuente: (Elaboración propia Etabs V16.2.1, 2019)*

Se puede observar que los desplazamientos de entrepiso no superan en ningún caso el límite permisible según la E.030. La deriva máxima obtenida en la dirección XX es 0.0057 y en la dirección YY es 0.0059, como se muestra en la (tabla 19 y tabla 20).

#### 4.3.4.2.6. CORTANTE DE DISEÑO

Según el Análisis Dinámico y la Superposición Modal se calculó los siguientes resultados de Fuerza Cortante Dinámico en la base de la edificación, como se muestra en la (tabla 21):

**Tabla 21. Reacciones en la base de la Edificación.**

	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf
▶	Dead	0	0
	Live	0	0
	EQX Max	355.8456	0.4822
	EQY Max	0.4822	356.6518

*Fuente: (Elaboración propia Etabs V16.2.1, 2019)*

$$V_{xx} = 355.8456 \text{ ton. } V_{yy} = 356.6518 \text{ ton.}$$

Se debe verificar que la fuerza Cortante Dinámico debe ser mayor o igual al 80% de la fuerza Cortante Estático; si fuese lo contrario, se escalará proporcionalmente el resultado obtenido a excepción del desplazamiento.

$$V_E = 80\%(391.35) = 313.08 \text{ ton. } \text{Cumple que: } V_D \geq 0.80 * V_E$$

#### **4.3.4.3. JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA**

El Reglamento Nacional de Edificaciones según la E.030 Diseño Sismorresistente indica que la separación mínima será  $2/3$  del desplazamiento máximo calculado ni tampoco menor  $S/2$ .

$$S=0.006h \geq 0.03\text{m.}$$

##### **Dirección XX:**

$$2/3 \text{ Max. Desplazamiento} = 2/3 * (0.8481) = 0.57\text{cm.}$$

$$S/2 = 0.006h/2 = 0.003 * (900) = 2.7\text{cm.}$$

##### **Dirección YY:**

$$2/3 \text{ Max. Desplazamiento} = 2/3 * (0.8795) = 0.59\text{cm.}$$

$$S/2 = 0.006h/2 = 0.003 * (900) = 2.7\text{cm.}$$

#### **4.3.5. FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO**

##### **4.3.5.1. DISEÑO POR FLEXIÓN**

Se consideró todo lo mencionado en el Capítulo I del ítem 1.2.8.1 Diseño por Flexión.

##### **4.3.5.2. DISEÑO POR CORTANTE**

Se consideró todo lo mencionado en el Capítulo I del ítem 1.2.8.2 Diseño por Cortante.

##### **4.3.5.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN**

Se consideró todo lo mencionado en el Capítulo I del ítem 1.2.8.3 Diseño por Flexocompresión.

### 4.3.6. DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

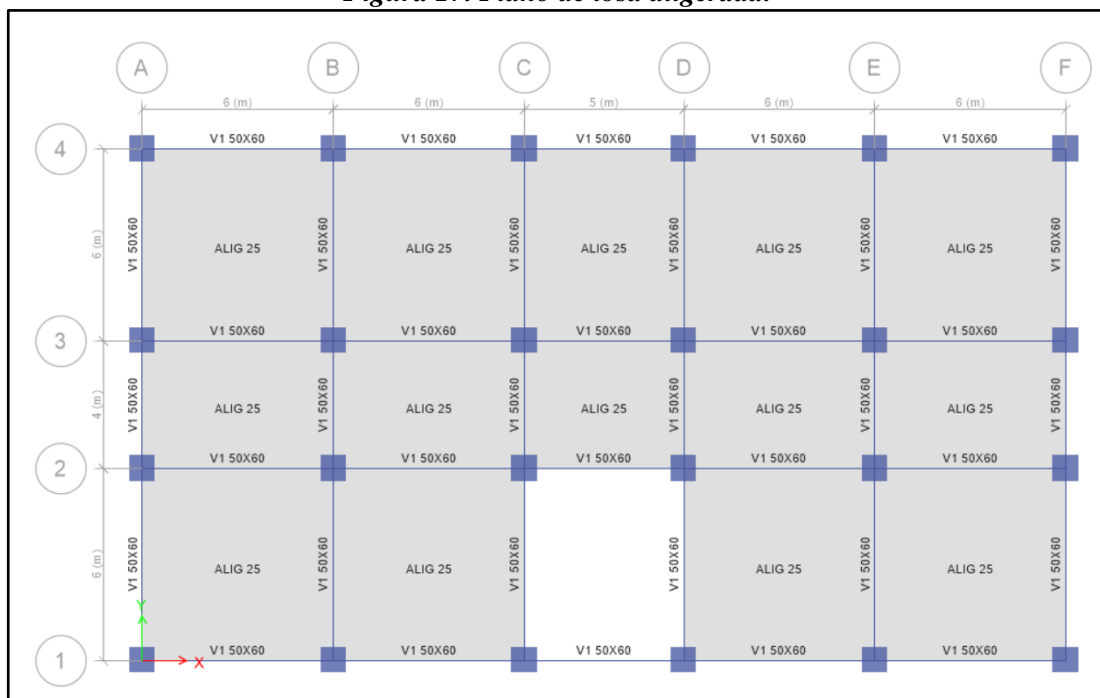
#### 4.3.6.1. DISEÑO DE LOSAS

El criterio que se consideró para el diseño de losa aligerada está el Capítulo I del ítem 1.2.9 Diseño de losas. La carga muerta, la carga viva y las combinaciones de carga que se consideró están en el Capítulo I del ítem 1.2.6 Metrado de cargas por Gravedad.

La losa aligerada de espesor de 25cm que se diseñó, está entre los ejes B y C paño de 6x4m, como se muestra en la (**figura 17**). La dirección de las viguetas está en la menor dirección del paño.

La fuerza cortante último y momento flector último para el diseño de la losa aligerada se determinó en el Safe V16.0.2 y se verificó los resultados finales con hojas Excel tal como aparece en el ejemplo de diseño de losa aligerada.

**Figura 17. Plano de losa aligerada.**

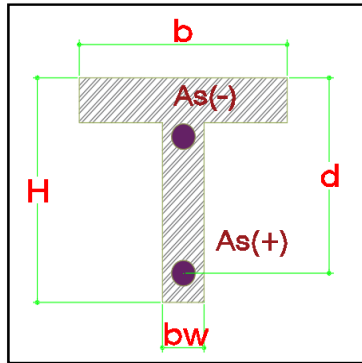


**Fuente: (Elaboración propia Etabs V16.2.1, 2019)**

### 4.3.6.1.1. EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

#### DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

##### 1. DISEÑO DE LA VIGUETA



H=	0.25	m
B <sub>w</sub> =	0.1	m
d=	21.36	cm
h <sub>f</sub> =	5	cm
β <sub>1</sub> =	0.8	
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
F'c=	210	kg/cm <sup>2</sup>
r=	3	cm
Ødb=	1.29	cm

##### 2. METRADO DE CARGAS

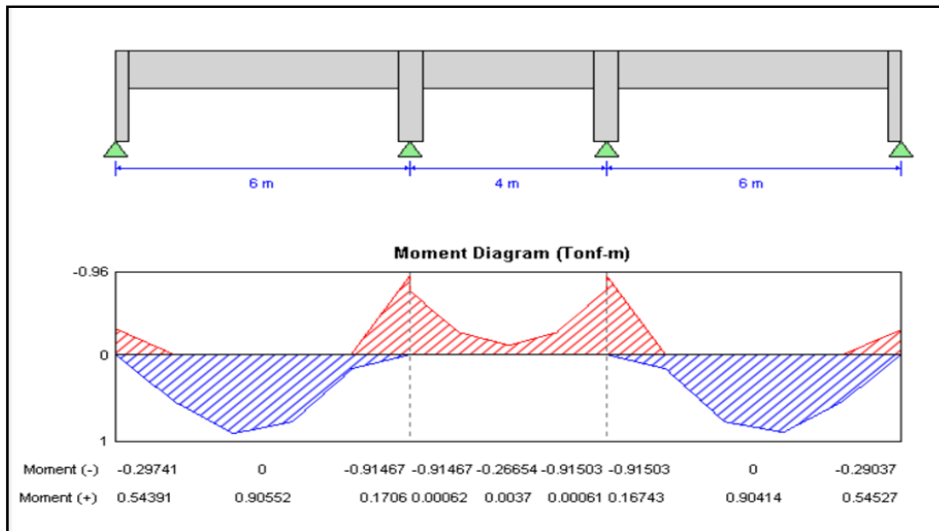
###### CARGA MUERTA:

p.p. aligerado	0.35	0.4	0.14 ton/m
tabiquería móvil	0.1	0.4	0.04 ton/m
acabados	0.1	0.4	0.04 ton/m
			0.22 ton/m

###### CARGA VIVA:

s/c	0.25	0.4	0.1 ton/m
-----	------	-----	-----------

$$W_n = 0.478 \text{ ton/m}$$



###### MOMENTOS NEGATIVOS:

$$M_{u1} = 0.297 \text{ ton - m}$$

$$M_{u3} = 0.915 \text{ ton - m}$$

$$M_{u2} = 0.915 \text{ ton - m}$$

$$M_{u4} = 0.29 \text{ ton - m}$$

###### MOMENTOS POSITIVOS:

$$M_{u12} = 0.905 \text{ ton - m}$$

$$M_{u34} = 0.904 \text{ ton - m}$$

$$M_{u23} = 0.004 \text{ ton - m}$$

### A. VERIFICACION POR CORTANTE

$$V_u = 0.913 \text{ ton}$$

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

$$V_c = 1.38 \text{ ton}$$

$$V_c \geq V_u \text{ OK}$$

CUMPLE

### B. VERIFICANDO SI TRABAJA COMO "T" O RECTANGULAR

$$a = h_f = 5 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.91 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{u \max} = 0.90 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$A_s = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$$a = 0.75 \text{ cm}$$

$$c = a / \beta_1 = 0.94 \text{ cm}$$

$c < h_f$  se diseña como una viga seccion rectangular

$c > h_f$  se diseña como una viga seccion "T"

CUMPLE

### C. CALCULO DE MOMENTO POSITIVO MAXIMO $b=40\text{cm}$

$$M_{\max} = 0.90 * 0.85 \cdot f'c \cdot a_{\max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{\max}}{2}\right) \quad a_{\max} = 0.50 \cdot a_b = 0.50 \cdot \beta_1 \cdot \frac{6000}{6000 + f_y} \cdot d$$

$$a_{\max} = 4.99 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 6.00 \text{ ton} - \text{m}$$

**Mact < Mmax**      **Viga simplemente Armado**  
0.905                  6.00

1ER. TANTEO:

$$a \text{ asumida} = d/5 = 4.241 \text{ cm}$$

$$M_{act} = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right)$$

$$A_s = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$$a = 0.74 \text{ cm}$$

2DO. TANTEO:

$$a \text{ asumida} = 0.74 \text{ cm}$$

$$M_{act} = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right)$$

$$A_s = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$$a = 0.68 \text{ cm}$$

2DO. TANTEO:

$$a \text{ asumida} = 0.68 \text{ cm}$$

$$M_{act} = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right)$$

$$A_s = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$$a = 0.67 \text{ cm}$$

$$a_{\text{asumida}} = 0.68 = a_{\text{asumada}} = 0.68$$

$$A_s \text{ min} = (14/F_y) \cdot b \cdot d = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} < A_s$$

$$A_s = 2.83 \text{ cm}^2$$

**CALCULANDO # DE VARILLAS:**

$$\text{N}^\circ \text{ DE VARILLAS} = 1.00$$

$$\text{N}^\circ \text{ DE VARILLAS} = 1.00$$

$$\phi 5/8" = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\phi 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2$$

D. CALCULO DE MOMENTO NEGATIVO MAXIMO b=10cm

$$M_{max} = 0.90 * 0.85 * f'c * a_{max} * b * \left(d - \frac{a_{max}}{2}\right) \quad a_{max} = 0.50 * a_b = 0.50 * \beta_1 * \frac{6000}{6000 + f_y} * d$$

$a_{max} = 5.02 \text{ cm}$   
 $M_{max} = 1.52 \text{ ton - m}$

**Mact < Mmax**      **Viga simplemente Armado**  
 0.915                  1.52

**1ER. TANTEO:**                          **a asumida=d/5**      4.27    cm

$$Mact = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

As=                  1.25 cm<sup>2</sup>                          a=                  2.93    cm

**2DO. TANTEO:**                          **a asumida=**                  **2.93**    cm

$$Mact = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

As=                  1.20 cm<sup>2</sup>                          a=                  2.83    cm

**2DO. TANTEO:**                          **a asumida=**                  **2.83**    cm

$$Mact = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

As=                  1.20 cm<sup>2</sup>                          a=                  2.83    cm

**asumida=**                  2.83                  =                  **asumida=**                  2.83

As min=(14/Fy).b.d                  0.71 cm<sup>2</sup>

As min                  <                  As                          As=                  1.20 cm<sup>2</sup>  
 0.71                          1.20

**CALCULANDO # DE VARILLAS:**

N° DE VARILLAS=                  1.00                          Ø1/2"=                  1.29 cm<sup>2</sup>

E. REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

Ast=(0.0018).b.t                          0.90 cm<sup>2</sup>                          Ø1/4"=                  0.32 cm<sup>2</sup>  
 S=(As/Ast)100                          35.56 cm                          S=                  30 cm

#### 4.3.6.2. DISEÑO DE VIGAS

El criterio que se consideró para el diseño de vigas principales y vigas secundarias está en el Capítulo I del ítem 1.2.9 Diseño de vigas. La carga muerta, la carga viva y las combinaciones de carga que se consideró están en el Capítulo I del ítem 1.2.6 Metrado de cargas por Gravedad.

La viga que se diseñó es la viga principal de 50x60 cm del primer nivel, la que está en la elevación 3 entre el eje A y B, como aparece en la (*figura 18*).

La fuerza cortante ultimo y momento flector ultimo para el diseño de la viga principal se determinó en el Etabs V16.2.1 y se verificó los resultados finales con hojas Excel tal como aparece en el ejemplo de diseño de viga principal.

*Figura 18. Elevación 3 de la Edificación.*



*Fuente: (Elaboración propia Etabs V16.2.1, 2019)*

### 4.3.6.2.1. EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

#### DISEÑO DE VIGAS SEGÚN RNE-E-060

##### 1. MATERIALES DE DISEÑO

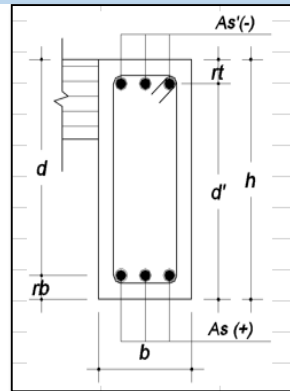
$f'_c =$	350.00	kg/cm <sup>2</sup>		
$E_c =$	$15000\sqrt{f'_c}$	kg/cm <sup>2</sup>	280624.30	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>		
$E_s =$	2100000.00	kg/cm <sup>2</sup>		

##### 2. GEOMETRIA Y ACERO

BASE(b)	50.00	cm
ALTURA(h)	60.00	cm
RECUBRIMIENTO(r)	4.00	cm
ØACERO LONGIT(Ødb)	1.98	cm
ØACERO ESTRIBO(Øde)	0.95	cm
PERALTE EFECTIVO(+)(d)	50.07	cm
PERALTE EFECTIVO(-)(d')	50.07	cm

$$d = h - (r + \phi_{de} + \phi_{db} + \frac{6}{2})$$

$$d' = h - (r + \phi_{de} + \phi_{db} + \frac{6}{2})$$



##### 3. DIAGRAMA DE ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR

FACTOR DE RESISTENCIA A FLEXION(Ø) 0.90

Flexural Design Moment, $M_{u3}$						
	End-I Design $M_u$ tonf-m	End-I Station Loc m	Middle Design $M_u$ tonf-m	Middle Station Loc m	End-J Design $M_u$ tonf-m	End-J Station Loc m
Top (+2 Axis)	-30.0758	0.4	-7.5189	4.2	0	5.6
Combo	ENVOLVENTE <sub>x</sub>		ENVOLVENTE <sub>x</sub>		ENVOLVENTE <sub>x</sub>	
Bot (-2 Axis)	15.0379	0.4	12.8605	3.6	14.7647	5.6
Combo	ENVOLVENTE <sub>x</sub>		ENVOLVENTE <sub>x</sub>		ENVOLVENTE <sub>x</sub>	

MOMENTOS NEGATIVOS:

$$M_u = 30.076 \text{ Ton-m}$$

MOMENTOS POSITIVOS:

$$M_u = 15.038 \text{ Ton-m}$$

##### 4. DIAGRAMA DE ENVOLVENTE DE FUERZA CORTANTE

FACTOR DE RESISTENCIA A CORTANTE(Ø) 0.85

Shear Force and Reinforcement for Shear, $V_{u2}$				
Shear $V_{u2}$ tonf	Shear $\Phi V_c$ tonf	Shear $\Phi V_s$ tonf	Shear $V_p$ tonf	Rebar $A_v / S$ m <sup>2</sup> /m
31.8735	18.9743	12.8992	12.4951	0.0008

CORTANTE POSITIVO:

$$V_{u1} = 31.874 \text{ Ton}$$

$$V_{u2} = 31.874 \text{ Ton}$$

CORTANTE NEGATIVO:

$$V_{u3} = 31.874 \text{ Ton}$$

$$V_{u4} = 31.874 \text{ Ton}$$

**5. CALCULANDO AREA DE ACERO MINIMO E-060**

Que el diseño de la seccion sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la seccion bruta  $M_{cr}$  ( $\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$ ), donde :

$$f_r = 2\sqrt{f'c} \quad 37.417 \text{ kg/cm}^2 \quad I_g = \frac{bxh^3}{12} \quad 900000 \text{ cm}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2} \quad 30 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad 11.225 \text{ ton-m} \quad \phi M_n = 1.20 M_c \quad 13.470 \text{ ton-m}$$

$$R_n = \frac{\phi M_n}{\phi \cdot b \cdot d^2} \quad 119.398 \text{ ton/m}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 \cdot f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'c}} \right) \quad 0.0039 \quad \text{cuantia requerida}$$

ACERO MINIMO POR AGRIETAMIENTO:  $A_{s_{min1}} = \rho \cdot b \cdot d \quad 9.76 \text{ cm}^2$

ACERO MINIMO EN TRACCION:  $A_{s_{min2}} = \frac{0.70 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad 7.81 \text{ cm}^2$   
 $A_{s_{min1}} = \quad 9.76 \text{ cm}^2$

**6. CALCULANDO AREA DE ACERO MAXIMO E-060**

El elemento no pre esforzado sujeto a flexion o flexo compresion en los cuales  $\phi P_n$  sea menor que  $0.1 \times f'c \times A_g$ , el refuerzo de acero en traccion no debera exceder de  $0.50 A_{sb}$ , donde  $A_{sb}$  es la cantidad de acero en traccion que produce la falla balanceada en la seccion

$$\rho_{sb} = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'c}{f_y} * \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad \beta_1 = 0.80 \quad 0.0333 \text{ cuantia balanceada}$$

$A_{sb} = \rho_{sb} \cdot b \cdot d \quad 83.45 \text{ cm}^2$   
 $A_{s_{max}} = 0.5 * \rho_{sb} \cdot b \cdot d \quad 41.73 \text{ cm}^2 \quad \text{Zona sismica}$

**7. DISEÑO A FLEXION DE LA VIGAA**

$M_U = 15.038 \text{ ton - m} \quad \text{MOMENTO POSITIVO}$

CALCULO DE MOMENTO MAXIMO

$$M_{max} = 0.90 * 0.85 \cdot f'c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left( d - \frac{a_{max}}{2} \right) \quad a_{max} = 0.50 \cdot a_b = 0.50 \cdot \beta_1 \cdot \frac{6000}{6000 + f_y} \cdot d$$

$a_{max} = 11.78 \text{ cm}$   
 $M_{max} = 69.68 \text{ ton - m}$

$M_{act} < M_{max} \quad \text{Viga simplemente Armado}$   
 $15.038 \quad 69.68$

**1ER. TANTEO:**  $a$  asumida= $d/5$  **10.014 cm**

$$M_{act} = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$A_s = 8.83 \text{ cm}^2 \quad a = 2.49 \text{ cm}$

**2DO. TANTEO:**  $a$  asumida= **2.49 cm**

$$M_{act} = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$A_s = 8.15 \text{ cm}^2 \quad a = 2.30 \text{ cm}$

**2DO. TANTEO:**  $a$  asumida= **2.30 cm**

$$M_{act} = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$A_s = 8.13 \text{ cm}^2 \quad a = 2.30 \text{ cm}$

$a$  asumida= 2.30 =  $a$  asumida= 2.30

$A_s \text{ min} = (14/F_y) \cdot b \cdot d \quad 8.35 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ min} < A_s$   
 $8.35 \quad 8.13 \quad A_s = 8.35 \text{ cm}^2$

**CALCULANDO # DE VARILLAS:**

N° DE VARILLAS= 4.00  $\phi 5/8" = 1.98 \text{ cm}^2$   
 N° DE VARILLAS= 2.00  $\phi 1/2" = 1.27 \text{ cm}^2$

$M_y =$  30.076 ton – m **MOMENTO NEGATIVO**

CALCULO DE MOMENTO MAXIMO

$$M_{max} = 0.90 * 0.85 \cdot f'c \cdot a_{max} \cdot b \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2}\right) \quad a_{max} = 0.50 \cdot a_b = 0.50 \cdot \beta_1 \cdot \frac{6000}{6000 + f_y} \cdot d$$

$a_{max} =$  11.78 cm  
 $M_{max} =$  69.68 ton – m

**Mact < Mmax** **Viga simplemente Armado**  
 30.076 69.68

**1ER. TANTEO:** **a asumida=d/5** **10.01 cm**

$$M_{act} = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$A_s =$  17.66 cm<sup>2</sup>                       $a =$  4.99 cm

**2DO. TANTEO:** **a asumida=** **4.99 cm**

$$M_{act} = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$A_s =$  16.72 cm<sup>2</sup>                       $a =$  4.72 cm

**2DO. TANTEO:** **a asumida=** **4.72 cm**

$$M_{act} = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$A_s =$  16.68 cm<sup>2</sup>                       $a =$  4.71 cm

**a asumida=** 4.72 = **asumida=** 4.72

$A_s \text{ min} = (14/F_y) \cdot b \cdot d$  8.35 cm<sup>2</sup>

$A_s \text{ min}$  <  $A_s$   
 8.35 16.68  $A_s =$  16.68 cm<sup>2</sup>

**CALCULANDO # DE VARILLAS:**

$\phi 3/4" =$  2.85 cm<sup>2</sup>  
 $N^\circ$  DE VARILLAS= 6.00

**8. CALCULO DE ACERO LONGITUDINAL**

Momento Negativo	30.076 ton – m	Momento Positivo	15.038 ton – m
As calculado	16.68 cm <sup>2</sup>	As calculado	8.35 cm <sup>2</sup>
As comercial	2.85 cm <sup>2</sup>	As comercial	1.98 y 1.29 cm <sup>2</sup>
N° de Barra de Acero	5.85	N° de Barra de Acero	3 y 2
N° de Barra de Acero	<b>6.00</b>	N° de Barra de Acero	<b>7.00</b>
	6 $\phi 3/4"$		3 $\phi 5/8"$ y 2 $\phi 1/2"$

### 9. DISEÑO DE LA VIGA POR CORTANTE

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la ecuación:  $\phi_c \cdot V_n \geq V_u$

Donde:  $V_n = V_c + V_s$   
 $\phi_c \cdot (V_n = V_c + V_s) \geq V_u$  (Diseño por Resistencia)  
 $V_u = \max(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4})$  31.874 ton

CORTANTE RESISTENTE DEL CONCRETO:

$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$  25.165 ton

VERIFICACION

$V_u > V_c$  se necesita estribos

$V_u < V_c$  se colocará refuerzo mínimo

VERIFICANDO:

**SE NECESITA ESTRIBOS**

CORTANTE MAXIMO RESISTENTE DEL CONCRETO:

$V_{max} = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$  99.711 ton  
 $V_s = (V_u / \phi) - V_c$  12.334 ton

VERIFICACION

$V_{max} > V_s$  ok, sino cambiar sección

VERIFICANDO:

**OK**

SEPARACION MAXIMA DE ESTRIBOS:

RESTRICCION 1:  $V_s \lim < V_s$   $S_1 = d/2$  25.38 cm  $S_2 =$  60 cm  
 $S_{max1} =$  25.38 cm

RESTRICCION 2:

$V_s \lim < V_s < V_{s \max}$   $S_3 = S_1/2$  12.69 cm  $S_4 = S_2/2$  30 cm

RESTRICCION 3:  $S_{max2} =$  12.69 cm

$V_s \lim > V_s$

$V_s \lim = 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d$  52.230 ton  $S_{max3} =$  12.69

CALCULO DEL ESPACIAMIENTO POR RESISTENCIA:

$S_t = \frac{(A_v \cdot f_y \cdot d)}{V_s}$  0.00 cm **USAR=** 25 cm

CALCULO DEL ESPACIAMIENTO POR CONFINAMIENTO

$S_1 = d/4$  12.69 cm  $S_2 = 8\phi_{db}$  10.32 cm

$S_3 = 24\phi_{de}$  22.8 cm

$S_4 =$  30 cm

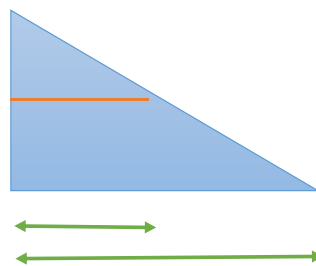
$S_{max4} =$  10.32

**USAR=** 10 cm

CALCULAMOS LA DISTANCIA DONDE INICIA EL ESTRIBAMIENTO

$V_{max} =$  99.711

$V_n =$  37.499



$X_1 = \frac{L \cdot V_n}{V_{max}}$

$X_1 =$  1.96 m

$L =$  5.20 m

CALCULAMOS N° ESTRIBOS EN X1

**N° Estb=** 19.56 20

**USAR:**  $\phi 3/8" 1@0.05; 20@0.10; \text{resto a } @0.25$

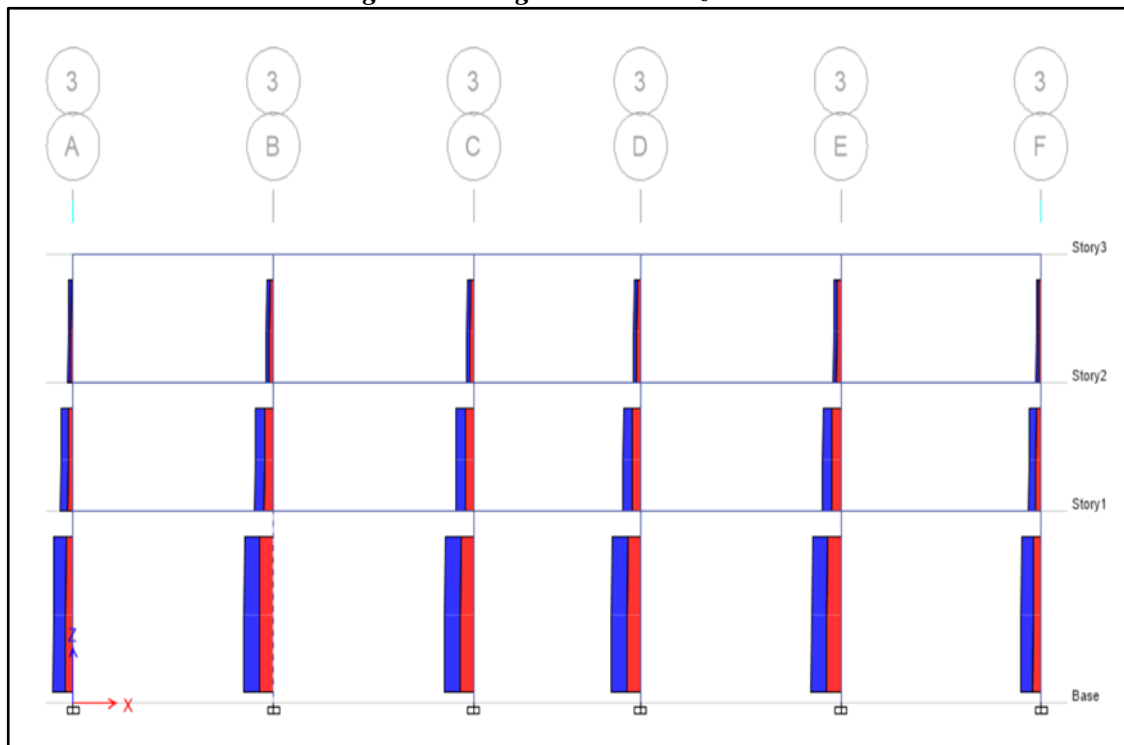
### 4.3.7. DISEÑO DE COLUMNAS

El criterio que se consideró para el diseño de las columnas está en el Capítulo I del ítem 1.2.10 Diseño de columnas. La carga muerta, la carga viva y las combinaciones de carga que se consideró están en el Capítulo I del ítem 1.2.6 Metrado de cargas por Gravedad.

La columna que se diseñó es de 80x80 cm, la que se encuentra en la intersección del eje 3 y del eje B del primer nivel como se muestra en la (*figura 19*).

La fuerza cortante ultimo de 36.83 ton y momento flector ultimo de 44.04 ton-m para el diseño de la columna se determinó en el Etabs V16.2.1, la cuantía mínima con el que se diseñó es de 1% y el área de acero es de 64 cm<sup>2</sup>. también se verificó los resultados finales con hojas Excel tal como aparece en el ejemplo de diseño de columna.

*Figura 19. Diagrama de Fuerza axial.*



*Fuente: (Elaboración propia Etabs V16.2.1, 2019)*

### 4.3.7.1. EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNA

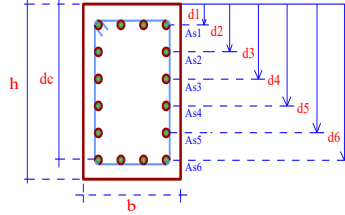
#### DISEÑO DE COLUMNAS SEGÚN RNE-E-060

##### 1. MATERIALES DE DISEÑO

$f_c =$	350	kg/cm <sup>2</sup>		
$E_c =$	$15000 \cdot \sqrt{f_c}$	kg/cm <sup>2</sup>	280624.30	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>		
$E_s =$	2000000	kg/cm <sup>2</sup>		

##### 2. GEOMETRIA Y ACERO

BASE(b)	80	cm
ALTURA(h)	80	cm
RECUBRIMIENTO(r)	4	cm
$\phi$ ACERO LONGIT( $\phi_{db}$ )	1.9	cm
$\phi$ ACERO ESTRIBO( $\phi_{de}$ )	0.95	cm
PERALTE EFECTIVO(+)(d)	74.1	cm
PERALTE EFECTIVO(-)(d')	74.1	cm
$\phi$ PARA COL. CON ESTRIBO=	0.65	cm
CUANTIA DEL ACERO $\rho$	0.01029	



As	Diam	Area
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.29	1.29
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
1"	2.54	5.07

$$d = h - (r + \phi_{de} + \frac{\phi_{db}}{2})$$

$$d' = h - (r + \phi_{de} + \frac{\phi_{db}}{2})$$

##### 3. DIAGRAMA DE INTERACCION PARA COLUMNAS

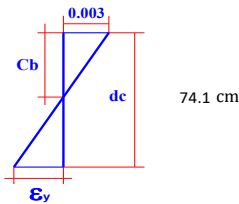
##### 3.1 CONDICION DE CARGA CONCENTRADA

Combinacion de Aceros en la Columna:				A2		A3		A1+A2
Datos	d	#	f	#	f	#	f	cm <sup>2</sup>
Acero	cm							
As1	5.9	4.00	3/4	2.00	1			21.54
As2	19.9	2.00	3/4					5.70
As3	33.9	2.00	3/4					5.70
As4	47.9	2.00	3/4					5.70
As5	61.9	2.00	3/4					5.70
As6	74.1	4.00	3/4	2	1			21.54
								Ast= 65.87

$$A_g = bh = 6400 \text{ cm}^2$$

$$P_{no} = 0.85 f_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y = 2161.07 \text{ ton}$$

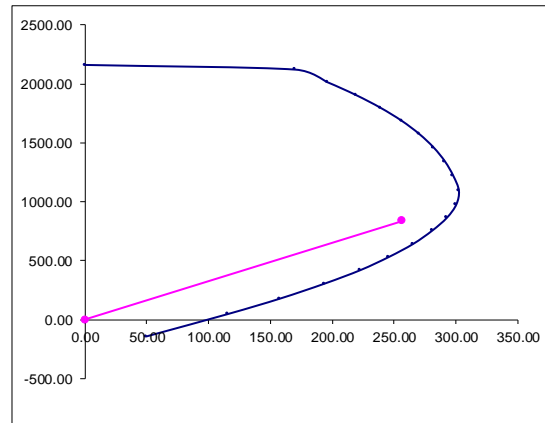
##### 3.2 CONDICION BALANCEADA



$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad \epsilon_y = 0.0021$$

$$C_b = \frac{6000}{6000 + f_y} \cdot d \quad C_b = 43.59 \text{ cm}$$

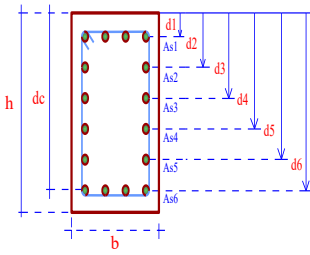
$$f_{si} = 0.003 \times E_s \times \frac{(c-d)}{c} \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad M = F_s \cdot B \quad B = h - d \quad F_{s1} = f_{s1} \cdot A_{s1} \quad \beta_1 = 0.8$$



	fs			Fs (Tn)		Brazo (m)	M(Tn-m)
fs1	5187.85	Fluye	4200.00	90.45	Compresion	0.34	30.84
fs2	3260.73		3260.73	18.59	Compresion	0.20	3.74
fs3	1333.60		1333.60	7.60	Compresion	0.06	0.46
fs4	-593.52		-593.52	-3.38	Traccion	-0.08	0.27
fs5	-2520.65		-2520.65	-14.37	Traccion	-0.22	3.15
fs6	-4200.00		-4200.00	-90.45	Traccion	-0.34	30.84
Cc	ab=0.85*Cb	34.87	cm	829.92		0.23	187.27
				Fnb= 838.36	ton	Mnb=	256.57

**CUANTIA DE ACERO PARA COLUMNAS**

Columna: **C-1** Nivel: **1° PISO**



Datos:

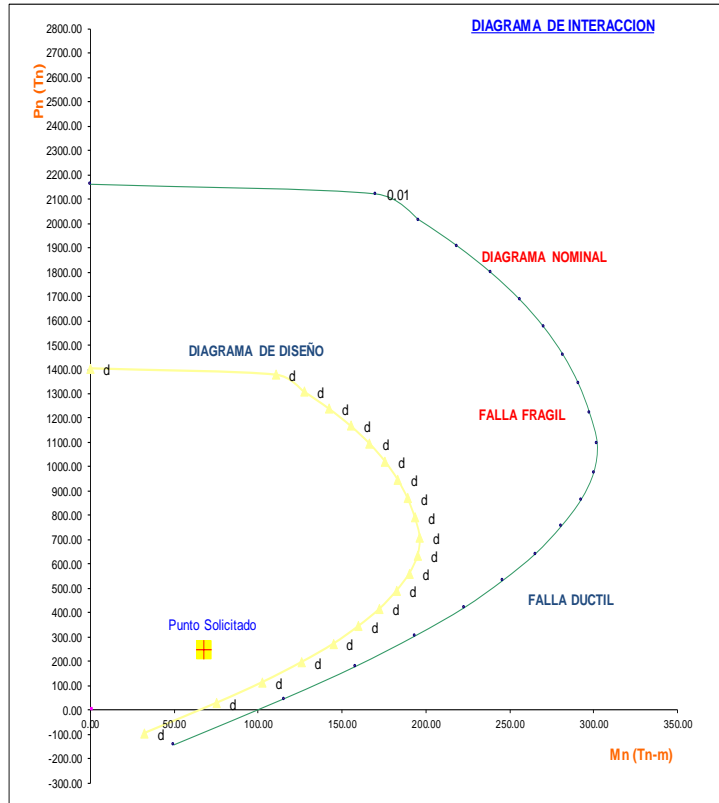
b=	80	cm	
h=	80	cm	
r=	4	cm	
f'c=	350	Kg/cm <sup>2</sup>	
fy=	4200	Kg/cm <sup>2</sup>	
Es=	2E+06	Kg/cm <sup>2</sup>	
f=	0.65	#N/D	

Momentos De Diseño

	Pu=	160.5	Tn
	Mu=	44.04	Tn-m
	Mn=	67.75	
	Pn=	247	

Cuantia Asumida:

p =	0.01	
As=	64	Cm <sup>2</sup>



0.65 Columnas Con Estribos  
0.7 Columnas Zunchadas

Mu	Pu	Mn	Pn
49.79	-145.4	32.37	-94.48
115.7	45.19	75.22	29.37
157.9	176.6	102.6	114.8
193.8	303.5	126	197.3
222.8	418.7	144.8	272.1
245.9	531.2	159.9	345.3
265.3	640.5	172.4	416.3
280.6	753.3	182.4	489.6
292.6	863.4	190.2	561.2
300.1	976.1	195.1	634.5
302.2	1093	196.4	710.8
297.7	1219	193.5	792.4
291	1340	189.2	871.3
281.9	1458	183.3	947.9
270.3	1574	175.7	1023
256	1686	166.4	1096
238.9	1797	155.3	1168
218.9	1906	142.3	1239
196	2014	127.4	1309
170.2	2121	110.6	1379
0	2161	0	1405

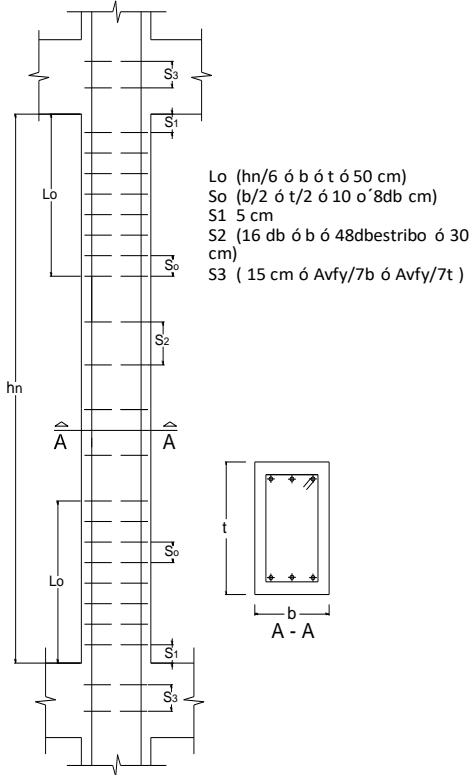
1. DISEÑO POR CORTANTE

RESTRICION 1:  $\phi_c \cdot V_n \geq V_u$

ESPACIAMIENTOS MÁXIMOS EN EL DISEÑO POR CORTANTE CON SISMO EN COLUMNAS

PISO 1° TIPO C-1

DATOS:



$f'c =$	350	
$hn =$	3	LUZ LIBRE DEL ELEMENTO
$b =$	80	MENOR DIMENSION DE LA COLUMNA
$t =$	80	MAYOR DIMENSION DE LA COLUMNA
$db =$	1.91	DIAMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL
$de =$	0.95	DIAMETRO DE LA BARRA DEL ESTRIBO

CALCULOS:			
$Lo =$	50.00	80	45
USAR: $Lo =$	80	cm	

$So =$	15.28	40	10
USAR: $So =$	10	cm	

$S2 =$	30.56	45.6	80
USAR: $S2 =$	30	cm	

$S3 =$	15	10.65	10.65
USAR: $S3 =$	10.65	cm	

POR LO TANTO USAR ESTRIBOS A:		
$\phi$ 3/8"	1 @	0.05
	8 @	0.1
	r @	0.3

ENCUENTRO VIGA-COLUMNA		
$\phi$ 3/8"	0.11	m

CONSIDERACIONES MINIMAS PARA EL ESTRIBO		
$\phi$ 3/8" PARA BRRAS HASTA $\phi$ 1"		
$\phi$ 1/2" PARA BRRAS MAYORES $\phi$ 1"		

RESTRICION 2:

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la ecuacion:

$\phi_c \cdot V_n \geq V_u$

Donde:

$V_n = V_c + V_s$   
 $\phi_c \cdot (V_n = V_c + V_s) \geq V_u$  (Diseño por Resistencia)  
 $V_U = \max(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4})$  36.83 ton

Design Axial Force & Biaxial Moment for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction					
Column End	Design $P_u$ tonf	Design $M_{u2}$ tonf-m	Design $M_{u3}$ tonf-m	Station Loc m	Controlling Combo
	tonf	tonf-m	tonf-m	m	
Top	57.2473	-16.5671	-2.2464	3.9	ENVOLVENTE <sub>v</sub>
Bottom	62.293	47.1278	2.4444	0.25	ENVOLVENTE <sub>v</sub>
Shear Reinforcement for Major Shear, $V_{u2}$					
Column End	Rebar $A_v / s$ m <sup>2</sup> /m	Design $V_{u2}$ tonf	Station Loc m	Controlling Combo	
Top	0.00085	15.7512	3.9	ENVOLVENTE <sub>x</sub>	
Bottom	0.00085	15.7512	0.25	ENVOLVENTE <sub>x</sub>	
Shear Reinforcement for Minor Shear, $V_{u3}$					
Column End	Rebar $A_v / s$ m <sup>2</sup> /m	Design $V_{u3}$ tonf	Station Loc m	Controlling Combo	
Top	0.00099	18.3377	3.9	ENVOLVENTE <sub>v</sub>	
Bottom	0.00099	18.3377	0.25	ENVOLVENTE <sub>v</sub>	

Fuente:(Elaboracion propia Etabs V16.2.1)

REQUISITOS DE RESISTENCIA AL CORTANTE EN COLUMNAS - CAPITULO 21.6.5 - E.060

Top	Mu=	13.41 ton	Mn=	20.63 ton	1.25*Mn=	25.79 ton
Bottom	Mu=	44.04 ton	Mn=	67.75 ton	1.25*Mn=	84.69 ton

$$V_u = \frac{M_{pri} + M_{pra}}{l_n} = 36.83 \text{ ton}$$

CORTANTE POSITIVO:

$$Vu1 = 18.3377 \text{ ton}$$

$$Vu2 = 18.3377 \text{ ton}$$

$$\phi = 0.85$$

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

CORTANTE NEGATIVO:

$$Vu3 = 18.3377 \text{ ton}$$

$$Vu4 = 18.3377 \text{ ton}$$

$$d = 74.10 \text{ cm}$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \phi db \text{ estribo} = 0.71 \text{ cm}^2$$

CORTANTE RESISTENTE DEL CONCRETO:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$58.774 \text{ ton}$$

VERIFICACION

$$V_u > V_c \text{ se necesita estribos}$$

$$V_u < V_c \text{ se colocará refuerzo minimo}$$

VERIFICANDO:

SE COLOCARA REFUERZO MINIMO

CORTANTE MAXIMO RESISTENTE DEL CONCRETO:

$$V_{max} = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$232.880 \text{ ton}$$

VERIFICACION

$$V_{max} > V_s \text{ ok, sino cambiar seccion}$$

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c$$

$$-15.449 \text{ ton}$$

VERIFICANDO:

OK

SEPARACION MAXIMA DE ESTRIBOS:

RESTRICCION 1:  $S_1 = d/2 = 37.05 \text{ cm}$   
 $V_{s \text{ lim}} < V_s$

$$S_2 = 30 \text{ cm} \quad S_{max1} = 30.00 \text{ cm}$$

RESTRICCION 2:  $V_{s \text{ lim}} < V_s < V_{s \text{ max}} \quad S_3 = S_1/2 = 18.52 \text{ cm}$

$$S_4 = S_2/2 = 15 \text{ cm} \quad S_{max2} = 15.00 \text{ cm}$$

RESTRICCION 3:

$$V_{s \text{ lim}} > V_s$$

$$V_{s \text{ lim}} = 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d = 121.985 \text{ ton}$$

$$S_{max3} = 15.00$$

CALCULO DEL ESPACIAMIENTO POR RESISTENCIA:

$$S_t = \frac{(A_v \cdot fy \cdot d)}{V_s} = 28.60 \text{ cm}$$

$$USAR = 30.00 \text{ cm}$$

$$USAR = 30 \text{ cm}$$

CALCULO DEL ESPACIAMIENTO POR CONFINAMIENTO

$$S_1 = t/2 = 37.05 \text{ cm}$$

$$S_2 = 8\phi db = 15.28 \text{ cm} \quad S_3 = 10 \text{ cm}$$

$$S_{max4} = 10.00$$

$$USAR = 10 \text{ cm}$$

CALCULANDO EL AREA DE ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS - CAPITULO 21.6.4 - E.060

$$A_{sh} = 0.009 * \frac{s * b_c * f_c}{f_{yh}} \quad S = 10 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = 0.540 \text{ cm}^2 \quad bc = 72 \text{ cm}$$

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yh} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

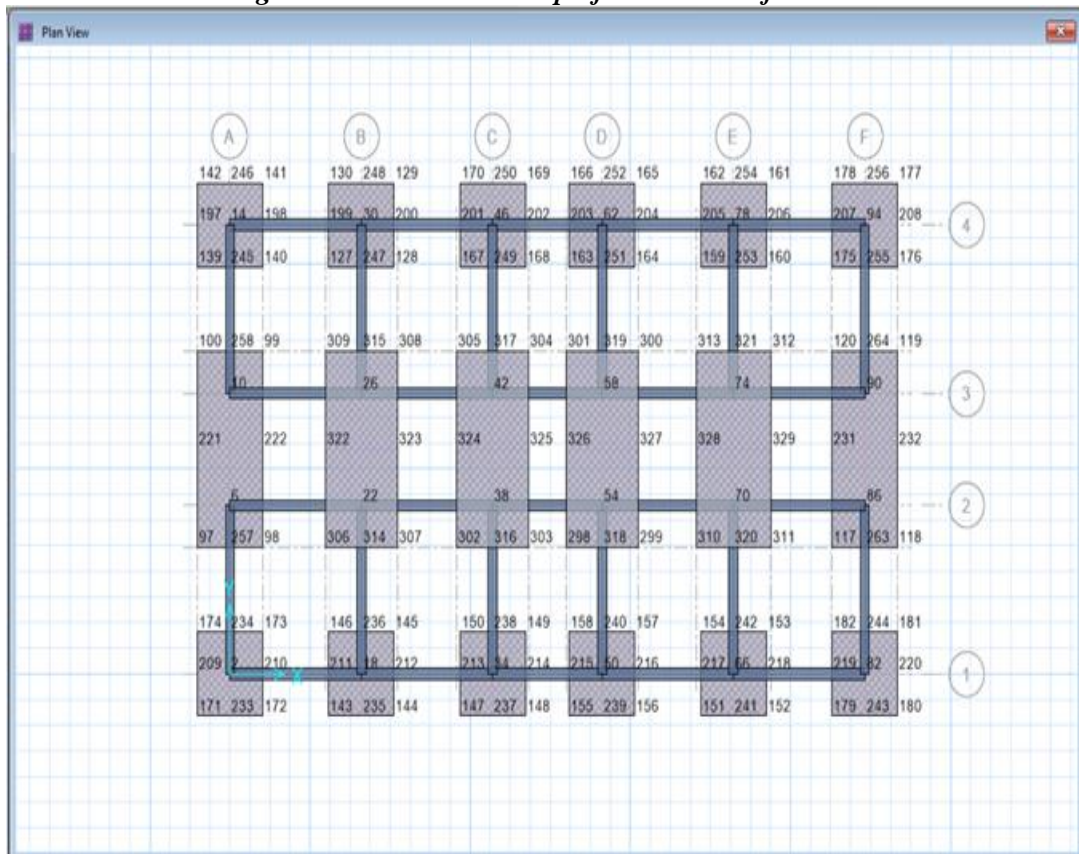
Conclusion solo se necesita estribos de 3/8"

### 4.3.8. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Para el diseño de la cimentación se ha utilizado el programa Safe V16.0.2, el tipo de cimentación utilizada es zapata conectada con vigas de cimentación como se muestra en la (figura 20).

El momento ultimo de diseño es 36.22 ton-m para las zapatas conectadas interior y exteriormente.

*Figura 20. Cimentación superficial de la edificación*



*Fuente: (Elaboración propia Safe V16.0.2, 2019)*

#### 4.3.8.1. EJEMPLO DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

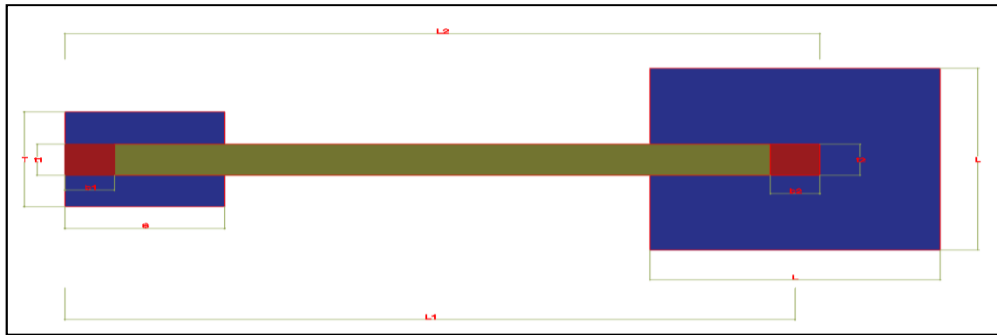
**DISEÑO DE ZAPATA CONECTADA SEGÚN RNE-E-060**

**1. DATOS DEL DISEÑO:**

$\sigma_t =$	1.4	kg/cm <sup>2</sup>	$\beta_1 =$	0.85
$D_f =$	1.5	m		
$s/c =$	400	kg/m <sup>2</sup>		
$f'c =$	210	kg/cm <sup>2</sup>		
$Y_t =$	1620	kg/m <sup>3</sup>		
$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>		
$Y_c =$	2400	kg/m <sup>3</sup>		

<b>COLUMNA EXTERIOR P30</b>		<b>COLUMNA INTERIOR P26</b>			
t1=	80	cm	t2=	80	cm
b1=	80	cm	b2=	80	cm
PDe=	62.27	ton	PDi=	87.12	ton
PLe=	9.6	ton	PLi=	22.97	ton



**2. CALCULO DEL REFUERZO NETO DEL TERRENO**

$$\sigma_n = \sigma_t \cdot y_t \cdot D_f - S/C \quad 11.17 \quad \text{ton/m}^2$$

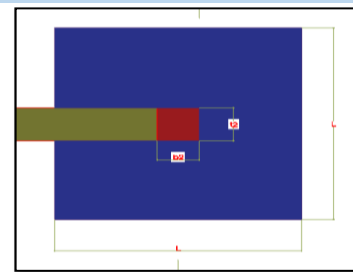
**3. DIMENSIONAMIENTO**

**ZAPATA EXTERIOR**

Re=1.2*Pe	
Pe=PDe+PLe	71.87 ton
Re=	86.244 ton
Az=Re/ $\sigma_n$	7.72 m <sup>2</sup>
Az=TxS=SxS	
S=	2.78
S=	3.00 m
T=S	3.00 m

**ZAPATA INTERIOR**

Re=1.2*Pe	
Pe=PDe+PLe	110.09 ton
Re=	132.11 ton
Az=Re/ $\sigma_n$	11.83 m <sup>2</sup>
Az=LxL	
L=	3.439
L=	3.50 m
L=	3.40 m



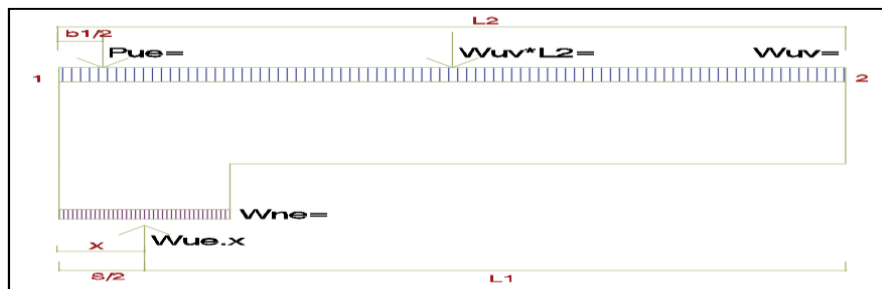
**VIGA DE CONEXIÓN**

L3=	5.20 m	(Luz libre entre columnas)	
h=L1/7		(viga en voladizo)	0.8 m
b=Pe/31*L3		(ancho de la viga de conexión)	0.45 m
b=min(t1/2,t2/2,b)			0.40 m

$\beta_1 =$	0.85
$\phi_{db} =$	1.91 cm
$\phi_{de} =$	0.95 cm
r=	5 cm
d=	73.10 cm

**4. DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACION**

Pue=1.4*PDe+1.7PLe	103.5 ton		
Wv= peso propio de la viga de conexión			
Wv=b*h*Yc			
Wuv=1.4(b*h*Yc)	Wuv= 1.08 ton/m	L1=	5.6 m



$$\sum M_2 = 0 \quad +\curvearrowright \quad -\curvearrowleft$$

$$R_{ue} \left( L1 - \frac{S}{2} \right) - W_{uv} * L1 * \left( \frac{L1}{2} \right) - P_{ue} * L3 = 0 \quad 135.38 \text{ ton}$$

$$W_{ne} = \frac{R_{ue}}{S * T} \quad 15.04 \text{ ton/m}$$

$$W_u = W_{ne} * T \quad 45.13 \text{ ton/m}$$

#### 5. CALCULANDO EL ACERO NEGATIVO PARA LA VIGA DE CIMENTACION

El momento maxim debe estar en xss en esa zona, caso contrario fallaría la zapata. Calculamos el cortante a un distancia "x"

$$0 \leq X \leq S \quad I \ a \ D \quad (+\uparrow) \quad (-\downarrow)$$

$$V_x = -P_{ue} - W_{uv} * x + W_u * x \quad V_x = 0 \quad X = 2.35 \text{ m} \quad OK$$

$$M_x = W_u * x^2 - W_{uv} * x^2 - P_{ue} * (x - \frac{b_1}{2}) \quad M_x = -80.19 \text{ ton - m}$$

$$M_{act} = M_x \quad -80.19 \text{ ton - m}$$

Calculamos momento maximo:

$$M_{max} = 0.90 * 0.85 * f'c * a_{max} * b * \left( d - \frac{a_{max}}{2} \right) \quad a_{max} = 0.50 * a_b = 0.50 * \beta_1 * \frac{6000}{6000 + f_y} * d$$

$$a_{max} = 18.27 \text{ cm}$$

$$M_{max} = 75.10 \text{ ton - m}$$

**Mact > Mmax**      **Viga Doblemente Armado**  
80.19      75.10      OK

Se diseñará como una viga simplemente armada:

#### DISEÑO DE VIGA DOBLEMENTE ARMADO

$$\mathbf{M_{act} > M_{max}} \quad \mathbf{Viga\ doblemente\ Armado}$$

$$M_{max} = 0.90 * 0.85 * f'c * a_{max} * b * \left( d - \frac{a_{max}}{2} \right) \quad a_{max} = 0.50 * a_b = 0.50 * \beta_1 * \frac{6000}{6000 + f_y} * d$$

$$a_{max} = 18.27 \text{ cm}$$

$$M_{max} = 75.10 \text{ ton - m}$$

**Mact > Mmax**      **Viga doblemente Armado**  
80.19      75.10

$$M1 = M_{max} \quad \rho_{max} = 0.50 * \rho_b = 0.50 * 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$M_{act} = M1 + M2$$

$$\rho_{max} = 0.0106$$

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{smax} = 31.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 31.07 \text{ cm}^2$$

$$M_{act} = M_u = M1 + M2$$

$$M2 = M_u = M1 + M_{act}$$

$$M2 = 5.08 \text{ ton - m}$$

$$M_{act} = \phi (A_{s2} * F_y * (d - d'))$$

$$A_{s2} = 1.97 \text{ cm}^2 \quad A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad 33.04 \text{ cm}^2$$

ASUMIENDO QUE EL ESFUERZO DEL ACERO EN COMPRESION FLUYE F's=Fy

$$A's = 1.97 \text{ cm}^2 \quad \text{ACERO EN TRACCION}$$

$$A_s = 33.04 \text{ cm}^2 \quad \text{ACERO EN COMPRESION}$$

**VERIFICAMOS LOS VALORES CALCULADOS**

$$f's = \left( 6000 \left( \frac{a - \beta_1 * d}{a} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{(A_s - A's) * f_y}{0.85 * f'c * b} \right) \right)$$

$$f's = 4604.56 \quad a = 18.27 \text{ cm}$$

$$f's > f_y$$

### CALCULANDO # DE VARILLAS DE ACERO EN COMPRESION

$$\text{N}^\circ \text{ DE VARILLAS} = 12.00 \quad \varnothing 3/4" = 2.85 \text{ cm}^2$$

### CALCULANDO # DE VARILLAS DE ACERO EN TRACCION

$$\text{N}^\circ \text{ DE VARILLAS} = 2.00 \quad \varnothing 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2$$

### 6. CALCULANDO EL ACERO POSITIVO PARA LA VIGA DE CIMENTACION

$$\frac{A_s^+}{1} = \left( \frac{A_s^-}{3} \text{ o } \frac{A_s^-}{2} \right) \quad A_s = 17.10 \text{ cm}^2$$

$$d = h - \left( r + \varnothing de + \frac{\varnothing db}{2} \right) \quad d = 73.10 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \quad A_{s_{min}} = 7.06 \text{ cm}^2 \quad A_s = 17.10 \text{ cm}^2$$

CALCULANDO # DE VARILLAS:

$$\varnothing 3/4" = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ DE VARILLAS} = 6.00$$

$$\text{N}^\circ \text{ DE VARILLAS} = 6$$

### 7. CALCULANDO LA FUERZA CORTANTE

$$V_{u1} = W_u(b_1 + d_1) - W_{uv}(b_1 + d_1) - P_{ue} \quad -53.68 \text{ ton}$$

Calculando el cortante a una distancia "S", es decir al extremo de la zapata exterior:

$$V_{u2} = W_u(S) - W_{uv}(S) - P_{ue} \quad 28.65 \text{ ton}$$

$$V_{u_{act}} = \text{Max}[V_{u1}; V_{u2}] \quad 53.68 \text{ ton}$$

$$V_u = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad 19.09 \text{ ton}$$

$$V_{u_{act}} < [V_u] \quad \text{OK "El diseño es Correcto"}$$

Se coloca estribos a la viga de conexión con una separación "S":

$$s = 36 \varnothing db \quad 68.76 \text{ cm} \quad s = 40.00 \text{ cm}$$

S a colocar: 40.00 cm

### 8. DISEÑO DE LA ZAPATA INTERIOR

$$P_{ui} = 1.4 * P_{Di} + 1.7 * P_{Li} \quad 161.02 \text{ ton}$$

$$R_{ue} - P_{ue} - W_{uv} * L1 - P_{ui} = -R_{ui} \quad 135.16 \text{ ton}$$

Calculando la reaccion neta:

$$W_{ni} = \frac{R_{ui}}{Az} \quad W_{ni} = 11.358 \text{ ton/m}^2 \quad W_{ni} = 1.14 \text{ kg/cm}^2$$

### 9. DISEÑO DE LA ALTURA DE LA ZAPATA

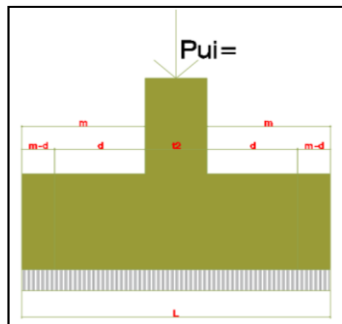
$$d = ld + 1.5 \varnothing db \quad \varnothing db = 1.91 \text{ cm} \quad \varnothing de = 0.95 \text{ cm}$$

$$H = d + \varnothing db / 2 + r \quad r = 5 \text{ cm}$$

$$ld = \frac{0.08 * db * f_y}{\sqrt{f'c}} \quad ld = 44.29 \text{ cm} \quad H = 49.29$$

$$H = 50 \text{ cm}$$

### 10. VERIFICACION AL CORTE POR PUNZONAMIENTO



$$Lm = (L - t2) / 2 \quad 1.35 \text{ m} \quad dp = 43.10 \text{ cm}$$

$$Ln = (L - b2) / 2 \quad 1.35 \text{ m} \quad m = 2.37 \text{ m}$$

$$m = Lm + t2 + dp / 2 \quad n = 2.37 \text{ m}$$

$$V_{u_{act}} \leq [\varnothing V_u \text{ resistente}] \quad Vu = 97.46 \text{ ton}$$

$$V_u = P_{ui} - [W_{ni} * m * n]$$

$$V_c = \left( 0.53 + \frac{1.1}{\beta c} \right) * \sqrt{f'c} * b_o * d \leq 1.1 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$\beta c = 1$$

$$V_c = 487.49 \text{ ton}$$

$$V_{u_{act}} \leq [\varnothing V_u \text{ resistente}]$$

$$Vu < \varnothing Vc$$

$$97.46 < 414.37 \quad \text{OK}$$

VERIFICACION AL CORTE POR FLEXION:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_c = 234.88 \text{ ton}$$

$$Vu < \varnothing Vc$$

$$97.46 < 199.65 \quad \text{OK}$$

### 11. DISEÑO POR FLEXION(ACERO LONGITUDINAL)

$$M_u = W_{ni} * L * \frac{m^2}{2} \quad M_u = 36.22 \text{ ton}$$

Calculamos momento maximo:

$$M_{max} = 0.90 * 0.85 * f'c * a_{max} * b * \left(d - \frac{a_{max}}{2}\right) \quad a_{max} = 0.50 * a_b = 0.50 * \beta_1 * \frac{6000}{6000 + f_y} * d$$

$$a_{max} = 10.77 \text{ cm}$$

$$M_{max} = 228.43 \text{ ton - m}$$

Mact	Mmax	Viga simplemente Armado
36.22	228.43	OK

Se diseñará como una viga simplemente armada:

1ER. TANTEO: a asumida=d/5 8.619 cm

$$M_{act} = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$$A_s = 22.24 \text{ cm}^2 \quad a = 1.49 \text{ cm}$$

2DO. TANTEO: a asumida= 1.49 cm

$$M_{act} = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$$A_s = 20.37 \text{ cm}^2 \quad a = 1.37 \text{ cm}$$

3ER. TANTEO: a asumida= 1.37

$$M_{act} = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$$A_s = 20.34 \text{ cm}^2 \quad a = 1.37 \text{ cm}$$

$$a_{asumida} = 1.37 = a_{asumida} = 1.37$$

$$A_s \text{ min} = (14/F_y) \cdot b \cdot d = 50.28 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} < A_s \quad 50.28 < 20.34 \quad A_s = 50.28 \text{ cm}^2$$

CALCULANDO # DE VARILLAS:

$$\phi 3/4" = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ DE VARILLAS} = 17.64$$

$$N^\circ \text{ DE VARILLAS} = 18$$

SEPARACION: S=(As/Ast)\*L

$$S = 19.84 \text{ cm}$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

### 12. DISEÑO POR FLEXION(ACERO TRANSVERSAL)

$$A_s t = (0.0018) \cdot L \cdot t = 31.5 \text{ cm}^2$$

CALCULANDO # DE VARILLAS:

$$\phi 3/4" = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ DE VARILLAS} = 11.05$$

$$N^\circ \text{ DE VARILLAS} = 12$$

SEPARACION: S=(As/Ast)\*L

$$S = 31.67 \text{ cm}$$

$$S = 30 \text{ cm}$$

## 4.3.9. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

### 4.3.9.1. DISEÑO DE ESCALERA

Las escaleras son elementos estructurales que se diseñaron considerando las cargas de gravedad. Existen varios tipos de escaleras, los cuales depende de las condiciones de apoyo en los extremos. Para el caso de la edificación en estudio se tiene escaleras de 2 tramos, apoyadas en vigas y losas. Estas escaleras se diseñaron como losas macizas armadas en una dirección, simplemente apoyadas. A manera de ejemplo se diseñó el primer tramo de la escalera principal.

### 4.3.9.2. EJEMPLO DE DISEÑO DE ESCALERA

DISEÑO DE LA ESCALERA							
<b>1. DATOS DEL DISEÑO:</b>							
$s/c=$	400	kg/m <sup>2</sup>	$\beta_1=$	0.85	ancho del descanso=	1.7 m	
$f'c=$	210	kg/cm <sup>2</sup>	paso=	25	cm	distancia del 1° tramo	1.95 m
$Yt=$	1620	kg/m <sup>3</sup>	$Cp=$	17	cm		
$fy=$	4200	kg/cm <sup>2</sup>	$L=$	500	cm		
$Yc=$	2400	kg/m <sup>3</sup>	$t=$	20	cm		
$Acabado =$	100	kg/m <sup>2</sup>	$\cos(\theta)=$	0.83			
			$tn=$	24.19	cm		
			$tp=$	32.69	cm		
<b>2. METRADO DE CARGAS</b>							
	1° TRAMO			DESCANSO			
Carga Muerta:				Carga Muerta:			
	Peso propio=	0.78			Peso propio=	0.48	
	Acabados=	0.1			Acabados=	0.1	
		0.88 ton/m				0.58 ton/m	
Carga Viva:				Carga Viva:			
	$s/c=$	0.4 ton/m			$s/c=$	0.4 ton/m	
	$Wu1=$	1.92 ton/m			$Wu1=$	1.49 ton/m	
<b>3. CALCULANDO MOMENTO DE DISEÑO</b>							
$Rb=$	2.94 ton	$0 \leq X \leq L$	$I a D$	$(+\uparrow) (-\downarrow)$	$M_x = 27.33xX - 8.44x\frac{X^2}{2} - 29.35$		
$Ra=$	3.33 ton	$V_x = R1 - W_U xX$					
		$V_x=0$	$M_{max}=$				
			$x=$	1.74 m	$M_x=$	2.89 ton – m	
					$M_d(+)=$	2.60 ton – m	

#### 4. CALCULANDO ACERO

$$\begin{aligned} \phi db &= 1.27 \text{ cm} \\ d &= 17.37 \text{ cm} \\ r &= 2 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculamos momento maximo:

$$M_{max} = 0.90 * 0.85 * f'c * a_{max} * b * \left(d - \frac{a_{max}}{2}\right)$$

$$a_{max} = 0.50 * a_b = 0.50 * \beta_1 * \frac{6000}{6000 + f_y} * d$$

$$\begin{aligned} a_{max} &= 4.34 \text{ cm} \\ M_{max} &= 10.60 \text{ ton - m} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{l} \mathbf{Mact} < \mathbf{Mmax} \\ 0.00 < 10.60 \end{array} \quad \mathbf{Viga simplemente Armado OK}$$

Se diseñará como una viga simplemente armada:

1ER. TANTEO:  $a$  asumida= $d/5$  3.47 cm

$$Mact = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$$A_s = 0.00 \text{ cm}^2 \quad a = 0.00 \text{ cm}$$

2DO. TANTEO:  $a$  asumida= 0.00 cm

$$Mact = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$$A_s = 0.00 \text{ cm}^2 \quad a = 0.00 \text{ cm}$$

3ER. TANTEO:  $a$  asumida= 0.00

$$Mact = \phi \left( A_s F_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad a = \left( \left( \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \right)$$

$$A_s = 0.00 \text{ cm}^2 \quad a = 0.00 \text{ cm}$$

$$a_{asumida} = 0.00 = a_{asumida} = 0.00$$

$$A_s \text{ min} = (14/F_y) \cdot b \cdot d \quad 5.79 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} < A_s \quad 5.79 < 0.00 \quad A_s = 5.79 \text{ cm}^2$$

CALCULANDO # DE VARILLAS:

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ DE VARILLAS} &= 4.56 \\ \text{N}^\circ \text{ DE VARILLAS} &= 5 \end{aligned}$$

$$\phi 1/2" = 1.27 \text{ cm}^2$$

SEPARACION:  $S = (A_s / A_{st}) * L$

$$\begin{aligned} S &= 21.94 \text{ cm} \\ S &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

CALCULANDO MOMENTO NEGATIVO DE DISEÑO:

$$Md(-) = Md(+)/2$$

$$A_s(+) = 5.79 \text{ cm}^2$$

$$A_s(-) = 2.89 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = (0.0018) \cdot b \cdot t$$

$$A_s = 3.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s(-) = 3.13 \text{ cm}^2$$

$$\phi 1/2" = 1.27 \text{ cm}^2$$

SEPARACION:  $S = (A_s / A_{st}) * L$

$$\begin{aligned} S &= 40.63 \text{ cm} \\ S &= 40 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### 5. REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$A_s \text{ min} = (0.0018) \cdot b \cdot t$$

$$A_s = 3.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.13 \text{ cm}^2 \quad \phi 3/8" = 0.71 \text{ cm}^2$$

SEPARACION:  $S = (A_s / A_{st}) * L$

$$\begin{aligned} S &= 22.71 \text{ cm} \\ S &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

## **CAPITULO V: PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

### **5.1. PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

#### **5.1.1. PRESENTACIÓN DE MODELOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO CON EL SOFTWARE ETABS V16.2.1**

##### **5.1.1.1 MODELO BASE**

El Modelo Base también llamado modelo principal se diseñó con los siguientes elementos estructurales columnas de 80x80cm, vigas principales de 50x60cm, vigas secundarias 50x60cm, zapatas con vigas de cimentación y losas aligeradas de 25cm. Este fue el modelo base con el que se diseñó la edificación Aporticada, a partir de este modelo se generó 11 modelos más para poder responder los objetivos en qué medida influyen los variables planteados.

Los parámetros sísmicos utilizados fueron los siguientes:  $Z=0.45$ ,  $U=1.50$ ,  $C=2.5$ ,  $S=1.10$ ,  $R=8.0$

##### **5.1.1.2. MODELO 1**

El Modelo 1 se diseñó con los siguientes elementos estructurales columnas de 70x70cm, vigas principales de 50x60cm, vigas secundarias 50x60cm, zapatas con vigas de cimentación y losas aligeradas de 25cm, con la única diferencia del modelo principal en las dimensiones de la columna.

Los parámetros sísmicos utilizados fueron los siguientes:  $Z=0.45$ ,  $U=1.50$ ,  $C=2.5$ ,  $S=1.10$ ,  $R=8$ .

### **5.1.1.3. MODELO 2**

El Modelo 2 se diseñó con los siguientes elementos estructurales columnas de 85x85cm, vigas principales de 50x60cm, vigas secundarias 50x60cm, zapatas con vigas de cimentación y losas aligeradas de 25cm, con la única diferencia del modelo principal en las dimensiones de la columna.

Los parámetros sísmicos utilizados fueron los siguientes:  $Z=0.45$ ,  $U=1.50$ ,  $C=2.5$ ,  $S=1.10$ ,  $R=8$ .

### **5.1.1.4. MODELO 3**

El Modelo 3 se diseñó con los siguientes elementos estructurales columnas de 90x90cm, vigas principales de 50x60cm, vigas secundarias 50x60cm, zapatas con vigas de cimentación y losas aligeradas de 25cm, con la única diferencia del modelo principal en las dimensiones de la columna.

Los parámetros sísmicos utilizados fueron los siguientes:  $Z=0.45$ ,  $U=1.50$ ,  $C=2.5$ ,  $S=1.10$ ,  $R=8$ .

### **5.1.1.5. MODELO 4**

El Modelo 4 se diseñó con los siguientes elementos estructurales columnas de 80x80cm, vigas principales de 30x60cm, vigas secundarias 30x60cm, zapatas con vigas de cimentación y losas aligeradas de 25cm, con la única diferencia del modelo principal en las dimensiones de la viga.

Con los siguientes parámetros sísmicos:  $Z=0.45$ ,  $U=1.50$ ,  $C=2.5$ ,  $S=1.10$ ,  $R=8$ .

### **5.1.1.6. MODELO 5**

El Modelo 5 se diseñó con los siguientes elementos estructurales columnas de 80x80cm, vigas principales de 60x60cm, vigas secundarias 60x60cm, zapatas con vigas de cimentación y losas aligeradas de 25cm, con la única diferencia del modelo principal en las dimensiones de la viga.

Los parámetros sísmicos utilizados fueron los siguientes:  $Z=0.45$ ,  $U=1.50$ ,  $C=2.5$ ,  $S=1.10$ ,  $R=8$ .

#### **5.1.1.7. MODELO 6**

El Modelo 6 se diseñó con los siguientes elementos estructurales columnas de 80x80cm, vigas principales de 50x60cm, vigas secundarias 50x60cm, zapatas con vigas de cimentación y losas aligeradas de 25cm, con la única diferencia del modelo principal en el valor del factor de zona.

Los parámetros sísmicos utilizados fueron los siguientes:  $Z_3=0.35$ ,  $U=1.50$ ,  $C=0.35$ ,  $S_3=1.10$ ,  $R=8$ .

#### **5.1.1.8. MODELO 7**

El Modelo 7 se diseñó con los siguientes elementos estructurales columnas de 80x80cm, vigas principales de 50x60cm, vigas secundarias 50x60cm, zapatas con vigas de cimentación y losas aligeradas de 25cm, con la única diferencia del modelo principal en el valor del factor de zona ( $Z_2$ ).

Los parámetros sísmicos utilizados fueron los siguientes:  $Z_2=0.25$ ,  $U=1.50$ ,  $C=2.5$ ,  $S_3=1.10$ ,  $R=8$ .

#### **5.1.1.9. MODELO 8**

El Modelo 8 se diseñó con los siguientes elementos estructurales columnas de 80x80cm, vigas principales de 50x60cm, vigas secundarias 50x60cm, zapatas con vigas de cimentación y losas aligeradas de 25cm, con la única diferencia del modelo principal en el valor del factor de zona ( $Z_1$ ).

Los parámetros sísmicos utilizados fueron los siguientes:  $Z_1=0.10$ ,  $U=1.50$ ,  $C=0.35$ ,  $S_3=1.10$ ,  $R=8$ .

#### **5.1.1.10. MODELO 9**

El Modelo 9 se diseñó con los siguientes elementos estructurales columnas de 80x80cm, vigas principales de 50x60cm, vigas secundarias 50x60cm, zapatas con vigas de cimentación y losas aligeradas de 25cm, con la única diferencia del modelo principal en el valor del factor de suelo ( $S_2$ ).

Los parámetros sísmicos utilizados fueron los siguientes:  $Z_4=0.45$ ,  $U=1.50$ ,  $C=2.50$ ,  $S_2=1.05$ ,  $R=8.00$ .

#### **5.1.1.11. MODELO 10**

El Modelo 10 se diseñó con los siguientes elementos estructurales columnas de 80x80cm, vigas principales de 50x60cm, vigas secundarias 50x60cm, zapatas con vigas de cimentación y losas aligeradas de 25cm, con la única diferencia del modelo principal en el valor del factor de suelo ( $S_1$ ).

Los parámetros sísmicos utilizados fueron los siguientes:  $Z_4=0.45$ ,  $U=1.50$ ,  $C=2.50$ ,  $S_1=1.00$ ,  $R=8.00$ .

#### **5.1.1.12. MODELO 11**

El Modelo 11 se diseñó con los siguientes elementos estructurales columnas de 80x80cm, vigas principales de 50x60cm, vigas secundarias 50x60cm, zapatas con vigas de cimentación y losas aligeradas de 25cm, con la única diferencia del modelo principal en el valor del factor de suelo ( $S_0$ ).

Los parámetros sísmicos utilizados fueron los siguientes:  $Z_4=0.45$ ,  $U=1.50$ ,  $C=2.143$ ,  $S_0=0.80$ ,  $R=8$ .

## 5.1.2. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO CON EL SOFTWARE ETABS V16.2.1

### 5.1.2.1 ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO

**Derivas máximas obtenidas a base de la variación de los elementos estructurales como las columnas y vigas.**

**Interpretación 1:** A mayor dimensión de los elementos estructurales de las vigas y columnas las derivas son muchos menores como se muestra para el modelo 5 con columnas de 90x90cm y vigas de 50x60cm la deriva máxima es de 0.00554 en la dirección “Y”; en cambio sucede lo contrario a menor dimensión de los elementos estructurales las derivas son mucho mayores como se muestra para el modelo 1 con columnas de 70x70cm y vigas de 50x60cm la deriva máxima es de 0.00765 en la dirección “X” como se muestra en la (*tabla 22, tabla 23 y figura 21*). También mencionar cuanto más rígida sea la edificación el costo económico es más elevado.

**Tabla 22. Cuadro comparativo de derivas máximas en la dirección “X”.**

DERIVAS MAXIMAS EN LA DIRECCION X - OBTENIDOS EN EL ETABS V16.2.1							
Piso	Modelo Base	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5	Norma E.030
	Modal Espe	Modal Espe	Modal Espe	Modal Espe	Modal Espe	Modal Espe	
1	0.00493	0.00600	0.00432	0.00383	0.00537	0.00484	0.007
2	0.00569	0.00765	0.00530	0.00495	0.00708	0.00531	0.007
3	0.00388	0.00405	0.00381	0.00374	0.00544	0.00348	0.007

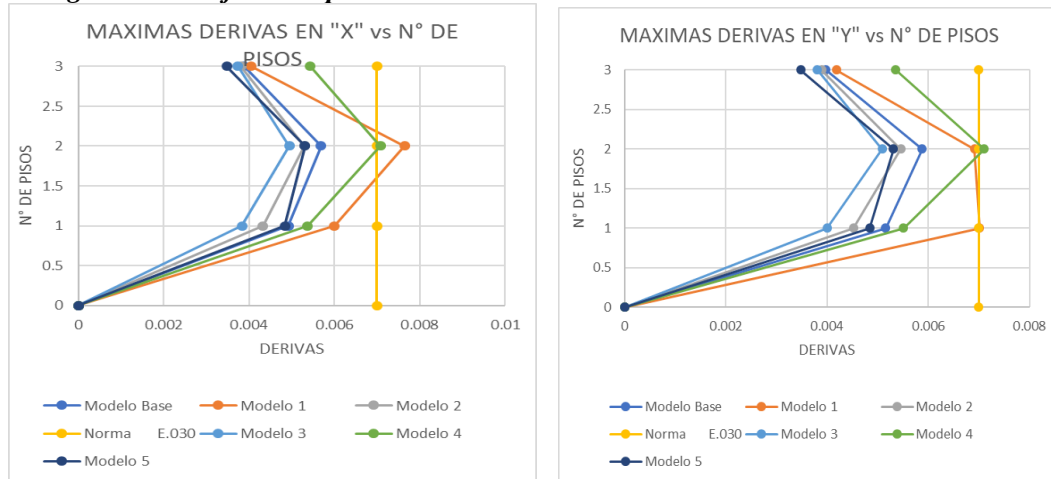
*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

**Tabla 23. Cuadro comparativo de derivas máximas en la dirección “Y”.**

DERIVAS MAXIMAS EN LA DIRECCION Y - OBTENIDOS EN EL ETABS V16.2.1							
Piso	Modelo Base	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5	Norma E.030
	Modal Espe	Modal Espe	Modal Espe	Modal Espe	Modal Espe	Modal Espe	
1	0.00516	0.00701	0.00452	0.00400	0.00551	0.00510	0.007
2	0.00588	0.00691	0.00546	0.00509	0.00711	0.00554	0.007
3	0.00397	0.00418	0.00389	0.00381	0.00536	0.00361	0.007

*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

**Figura 21. Gráfico comparativo de Derivas máximas en la dirección "X" e "Y".**



**Fuente: (Elaboración propia, 2019)**

**Interpretación 2:** A mayor dimensión de los elementos estructurales de las vigas y columnas la fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica son muchos mayores como se muestra para el modelo 5 con columnas de 90x90 cm y vigas de 50x60 cm la fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica es 327.616 ton y 375.723 ton respectivamente; en cambio sucede lo contrario a menor dimensión de los elementos estructurales la fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica son mucho menores como se muestra para el modelo 1 con columnas de 70x70 cm y vigas de 50x60 cm la fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica es de 301.334 ton y 349.163 ton respectivamente como se muestra en la (tabla 24).

**Tabla 24. Cuadro comparativo de la fuerza cortante estática y dinámica.**

MODELO	$V_{DX}(\text{ton})$	$V_{DY}(\text{ton})$	$0.80.V_{EX}$	$0.80.V_{EY}$	P(ton)
MODELO 1	349.163	349.757	301.334	301.334	1623.572
MODELO BASE	355.845	356.652	313.041	313.041	1686.640
MODELO 2	359.931	360.835	319.555	319.555	1721.744
MODELO 3	364.554	365.548	326.511	326.511	1759.220
MODELO 4	315.934	317.261	283.920	283.920	1529.742
MODELO 5	375.095	375.723	327.616	327.616	1765.095

**Fuente: (Elaboración propia, 2019)**

**Derivas máximas obtenidas a base de la variación del parámetro sísmico factor de zona.**

**Interpretación 3:** A mayor valor del factor de zona las derivas son mucho mayores como se muestra para el modelo base si  $Z=0.45$  la deriva máxima es 0.00569 en la dirección “X”; en cambio sucede lo contrario a menor valor del factor de zona las derivas son mucho menores como se muestra para el modelo 8 si  $Z=0.10$  la deriva máxima es 0.00126 en la dirección “X” como se muestra en la (tabla 25, tabla 26 y figura 22 ).

**Tabla 25. Cuadro comparativo de derivas máximas en la dirección “X”.**

DERIVAS MAXIMAS EN LA DIRECCION X - OBTENIDOS EN EL ETABS V16.2.1					
Piso	Modelo Base	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8	Norma E.030
	Modal Espect	Modal Espect	Modal Espect	Modal Espect	
1	0.00493	0.00383	0.00274	0.00109	0.007
2	0.00569	0.00442	0.00316	0.00126	0.007
3	0.00388	0.00302	0.00216	0.00086	0.007

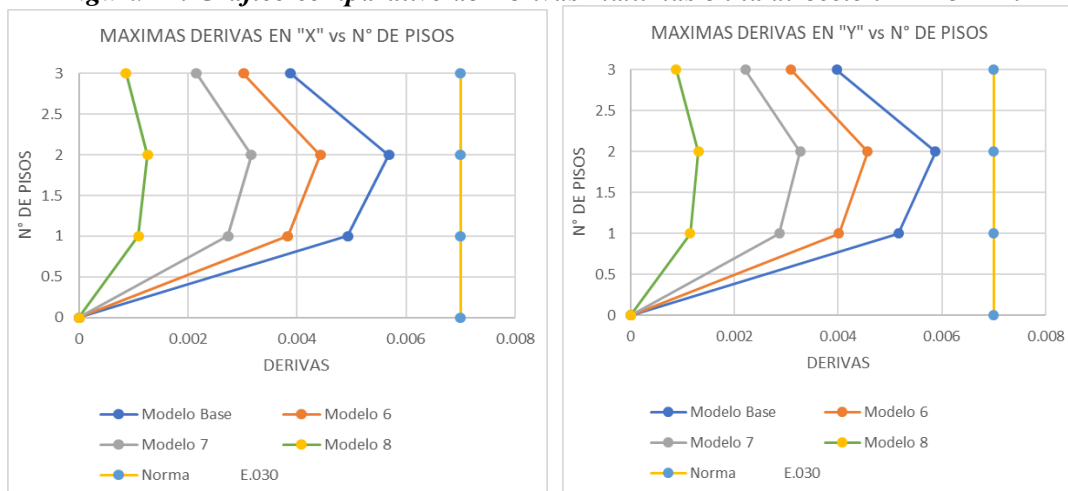
*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

**Tabla 26. Cuadro comparativo de derivas máximas en la dirección “Y”.**

DERIVAS MAXIMAS EN LA DIRECCION Y - OBTENIDOS EN EL ETABS V16.2.1					
Piso	Modelo Base	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8	Norma E.030
	Modal Espect	Modal Espect	Modal Espect	Modal Espect	
1	0.00516	0.00401	0.00287	0.00115	0.007
2	0.00588	0.00457	0.00326	0.00131	0.007
3	0.00397	0.00309	0.00221	0.00088	0.007

*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

**Figura 22. Gráfico comparativo de Derivas máximas en la dirección “X” e “Y”.**



*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

**Interpretación 4:** A mayor valor del factor de zona la fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica es mucho mayor como se muestra para el modelo base si  $Z=0.45$  la fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica es 313.080 ton y 355.845 ton respectivamente; en cambio sucede lo contrario a menor valor del factor de zona la fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica es mucho menor como se muestra para el modelo 8 si  $Z=0.10$  la fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica es 313.041 ton y 79.073 ton respectivamente como se muestra en la (tabla 27).

**Tabla 27. Cuadro comparativo de la fuerza cortante estática y dinámica.**

MODELO	$V_{DX}(\text{ton})$	$V_{DY}(\text{ton})$	$0.80.V_{EX}$	$0.80.V_{EY}$	P(ton)
MODELO BASE	355.845	356.652	313.041	313.041	1686.640
MODELO 6	276.772	277.399	313.041	313.041	1686.640
MODELO 7	197.698	198.147	313.041	313.041	1686.640
MODELO 8	79.073	79.253	313.041	313.041	1686.640

*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

**Derivas máximas obtenidas a base de la variación del parámetro sísmico factor de suelo.**

**Interpretación 5:** Para mejores condiciones del perfil de suelo las derivas son mucho menores como se muestra para el Modelo 11 si  $S_0=0.80$  la deriva máxima es 0.00376 en la dirección “X”; en cambio sucede lo contrario para peores condiciones del perfil de suelo las derivas son mucho mayores como se muestra para el Modelo Base si  $S_0=1.10$  la deriva máxima es 0.00569 en la dirección “X” como se muestra en la (tabla 28, tabla 29 y figura 23 ).

**Tabla 28. Cuadro comparativo de derivas máximas en la dirección “X”.**

DERIVAS MAXIMAS EN LA DIRECCION X - OBTENIDOS EN EL ETABS V16.2.1					
Piso	Modelo Base	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Norma E.030
	Modal Espect	Modal Espect	Modal Espect	Modal Espect	
1	0.00493	0.00470	0.00448	0.00326	0.007
2	0.00569	0.00543	0.00517	0.00376	0.007
3	0.00388	0.00371	0.00353	0.00257	0.007

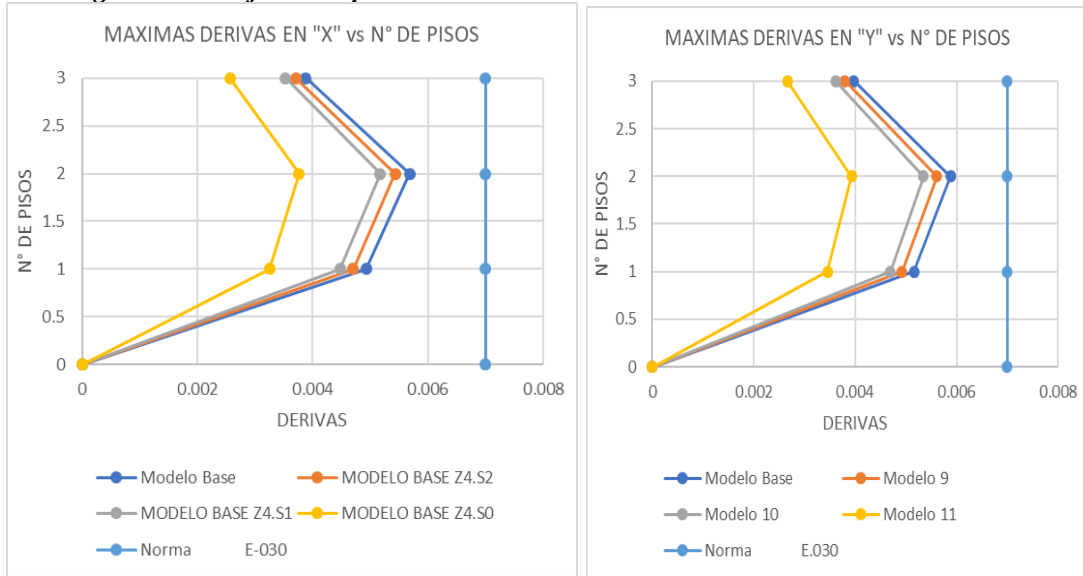
*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

**Tabla 29. Cuadro comparativo de derivas máximas en la dirección “Y”.**

DERIVAS MAXIMAS EN LA DIRECCION Y - OBTENIDOS EN EL ETABS V16.2.1					
Piso	Modelo Base	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Norma E.030
	Modal Espect	Modal Espect	Modal Espect	Modal Espect	
1	0.00516	0.00493	0.00469	0.00345	0.007
2	0.00588	0.00561	0.00534	0.00393	0.007
3	0.00397	0.00380	0.00361	0.00266	0.007

*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

**Figura 23. Gráfico comparativo de Derivas máximas en la dirección “X” e “Y”.**



*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

**Interpretación 6:** Para mejores condiciones del perfil de suelo la fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica es mucho menor como se muestra para el Modelo 11 si  $S_0=0.80$  la fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica es 313.041 ton y 235.868 ton respectivamente; en cambio sucede lo contrario para peores condiciones del perfil de suelo la fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica es mucho mayor como se muestra para el Modelo Base si  $S_0=1.10$  la fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica es 313.041 ton y 355.845 ton respectivamente como se muestra en la (tabla 30).

**Tabla 30. Cuadro comparativo de la fuerza cortante estática y dinámica.**

MODELO	V <sub>DX</sub> (ton)	V <sub>DY</sub> (ton)	0.80.V <sub>EX</sub>	0.80.V <sub>EY</sub>	P(ton)
MODELO BASE	355.845	356.652	313.041	313.041	1686.640
MODELO 9	339.666	340.436	313.041	313.041	1686.640
MODELO 10	323.502	324.235	313.041	313.041	1686.640
MODELO 11	235.868	239.208	313.041	313.041	1686.640

*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

### 5.1.2.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL COMPARATIVO

**Análisis y Diseño estructural a base de la variación de los elementos estructurales como columnas y vigas.**

**Interpretación 7:** A mayor dimensión de los elementos estructurales de las vigas y columnas la fuerza cortante ultima, momento ultimo y la fuerza axial son muchos mayores en cambio sucede lo contrario a menor dimensión de los elementos estructurales la fuerza cortante ultima, momento ultimo y la fuerza axial son mucho menores, como se muestra en la (tabla 31 y tabla 32).

**Tabla 31. Cuadro comparativo del análisis y diseño estructural de la columna.**

MODELO	COLUMNA				
	V <sub>U</sub> (ton)	M <sub>U</sub> (ton)	P(ton)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)
MODELO 1	36.280	39.153	156.399	49.00	1.00
MODELO BASE	36.830	44.040	160.520	64.00	1.00
MODELO 2	37.090	47.012	162.886	72.25	1.00
MODELO 3	37.540	50.129	165.492	81.00	1.00
MODELO 4	32.540	44.093	148.900	64.00	1.00
MODELO 5	38.820	44.778	166.286	64.00	1.00

*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

**Tabla 32. Cuadro comparativo del análisis y diseño estructural de la viga**

MODELO	VIGA					
	V <sub>U</sub> (ton)	M <sub>U</sub> (ton)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ	ρ <sub>b</sub>	falla
MODELO 1	32.756	16.698	8.92	0.0035	0.0333	ductil
MODELO BASE	31.874	15.038	8.35	0.0033	0.0333	ductil
MODELO 2	31.491	14.286	8.35	0.0033	0.0333	ductil
MODELO 3	31.144	13.574	8.35	0.0033	0.0333	ductil
MODELO 4	28.113	12.565	8.35	0.0055	0.0333	ductil
MODELO 5	33.984	16.163	8.63	0.0028	0.0333	ductil

*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

**Análisis y Diseño estructural a base de la variación del parámetro sísmico factor de zona.**

**Interpretación 8:** A mayor valor del factor de zona la fuerza cortante ultima, momento ultimo y la fuerza axial son mucho mayores como se muestra para el Modelo Base; en cambio sucede lo contrario a menor valor del factor de zona la fuerza cortante ultima, momento ultimo y la fuerza axial son mucho menores como se muestra para el modelo 8 como se muestra en la (*tabla 33 y tabla 34*).

**Tabla 33. Cuadro comparativo del análisis y diseño estructural de la columna.**

MODELO	COLUMNA				
	$V_U(\text{ton})$	$M_U(\text{ton})$	$P(\text{ton})$	$A_S(\text{cm}^2)$	$\rho$ (%)
MODELO BASE	36.830	44.040	160.520	64.00	1.00
MODELO 6	28.730	34.349	160.491	64.00	1.00
MODELO 7	20.560	24.556	160.491	64.00	1.00
MODELO 8	8.300	9.864	160.491	64.00	1.00

*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

**Tabla 34. Cuadro comparativo del análisis y diseño estructural de la viga**

MODELO	VIGA					
	$V_U(\text{ton})$	$M_U(\text{ton})$	$A_S(\text{cm}^2)$	$\rho$	$\rho_b$	falla
MODELO BASE	31.874	15.038	8.35	0.0033	0.0333	ductil
MODELO 6	30.947	13.283	8.35	0.0033	0.0333	ductil
MODELO 7	29.423	11.523	8.35	0.0033	0.0333	ductil
MODELO 8	6.801	8.894	8.35	0.0033	0.0333	ductil

*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

**Análisis y Diseño estructural a base de la variación del parámetro sísmico factor de suelo.**

**Interpretación 9:** Para mejores condiciones del perfil de suelo la fuerza cortante ultima, momento ultimo y la fuerza axial son mucho menores como se muestra para el Modelo 11; en cambio sucede lo contrario para peores condiciones del perfil de suelo la fuerza cortante ultima, momento ultimo y la fuerza axial son mucho mayores como se muestra para el Modelo Base en la (*tabla 35 y tabla 36*).

**Tabla 35. Cuadro comparativo del análisis y diseño estructural de la columna.**

MODELO	COLUMNA				
	V <sub>U</sub> (ton)	M <sub>U</sub> (ton)	P(ton)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)
MODELO BASE	36.830	44.040	160.520	64.00	1.00
MODELO 9	39.530	44.051	160.491	64.00	1.00
MODELO 10	37.680	41.936	160.491	64.00	1.00
MODELO 11	24.350	29.254	160.491	64.00	1.00

*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

**Tabla 36. Cuadro comparativo del análisis y diseño estructural de la viga**

MODELO	VIGA					
	V <sub>U</sub> (ton)	M <sub>U</sub> (ton)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ	ρ <sub>b</sub>	falla
MODELO BASE	31.874	15.038	8.35	0.0033	0.0333	ductil
MODELO 9	31.684	14.67	8.35	0.0033	0.0333	ductil
MODELO 10	31.495	14.32	8.35	0.0033	0.0333	ductil
MODELO 11	30.223	12.368	8.35	0.0033	0.0333	ductil

*Fuente: (Elaboración propia, 2019)*

## 5.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 5.2.1. ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO

- Se desarrolló un Modelo Base y se comparó con el modelo 1, modelo 2, modelo 3, modelo 4 y modelo 5, manteniendo para todo el modelo la misma aceleración espectral, siendo la única diferencia entre los modelos las dimensiones de los elementos estructurales y en específico de las columnas y vigas.
- Como resultado se verificó que a menor dimensión de los elementos estructurales las derivas son mucho mayores, consecuentemente la fuerza cortante dinámica y estática son mayores, tal como aparece en la (*tabla 22, tabla 23, tabla 24 y figura 21*).
- Se desarrolló un Modelo Base y se comparó con el modelo 6, modelo 7 y modelo 8, manteniendo la misma dimensión de los elementos estructurales para todo el modelo, siendo la única diferencia en la aceleración espectral en específico en el parámetro sísmico factor zona.

- Como resultado se verificó que a menor valor del factor de zona las derivas son mucho menores, consecuentemente la fuerza cortante dinámica y estática son menores, tal como aparece en la (*tabla 25, tabla 26, tabla 27 y figura 22*).
- Se desarrolló un Modelo Base y se comparó con el modelo 9, modelo 10 y modelo 11, manteniendo la misma dimensión de los elementos estructurales para todo el modelo, siendo la única diferencia en la aceleración espectral en específico en el parámetro sísmico factor suelo.
- Como resultado se verificó que para peores condiciones de perfil de suelo las derivas son mucho mayores, consecuentemente la fuerza cortante dinámica y estática son menores, tal como aparece en la (*tabla 28, tabla 29, tabla 30 y figura 23*).

### **5.2.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL COMPARATIVO**

- Se desarrolló un Modelo Base y se comparó con el modelo 1, modelo 2, modelo 3, modelo 4 y modelo 5, manteniendo para todo el modelo la misma aceleración espectral, siendo la única diferencia entre los modelos las dimensiones de los elementos estructurales y en específico de las columnas y vigas.
- Como resultado se verificó que a mayor dimensión de los elementos estructurales la fuerza cortante última, momento último y la fuerza axial son muchos mayores, tal como aparece en la (*tabla 31 y tabla 32*).
- Se desarrolló un Modelo Base y se comparó con el modelo 6, modelo 7 y modelo 8, manteniendo la misma dimensión de los elementos estructurales para todo el modelo, siendo la única diferencia en la aceleración espectral en específico en el parámetro sísmico factor zona.
- Como resultado se verificó que a menor valor del factor de zona la fuerza cortante

ultima, momento ultimo y la fuerza axial son muchos menores, tal como aparece en la (*tabla 33 y tabla 34*).

- Se desarrolló un Modelo Base y se comparó con el modelo 9, modelo 10 y modelo 11, manteniendo la misma dimensión de los elementos estructurales para todo el modelo, siendo la única diferencia en la aceleración espectral en específico en el parámetro sísmico factor suelo.
- Como resultado se verificó que para peores condiciones de perfil de suelo la fuerza cortante ultima, momento ultimo y la fuerza axial son muchos mayores, tal como aparece en la (*tabla 35 y tabla 36*).

## **CAPITULO VI: COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS**

### **6.1. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL**

Se acepta la hipótesis general, confirmando que la Aplicación de la Norma Sismorresistente E-030, determinó las dimensiones finales y el Diseño de los elementos estructurales de la Edificación.

### **6.2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECÍFICAS**

- Se acepta la primera hipótesis específica, confirmando que el predimensionamiento de los elementos estructurales influye solo de manera parcial en las dimensiones finales en el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado.
- Se acepta la segunda hipótesis específica, confirmando que los parámetros sísmicos influyen directamente en la fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica en el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado.
- Se acepta la tercera hipótesis específica, confirmando que los desplazamientos laterales sísmicos influyen directamente en las derivas de entrepiso en el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado.
- Se acepta la cuarta hipótesis específica, confirmando que las derivas de entrepiso influyen directamente y proporcional en la fuerza cortante última, el momento flector última y la fuerza axial última en el Diseño Estructural de una Edificación Aporticada de Concreto Armado.

## CONCLUSIONES

El presente trabajo se enfocó en el análisis y diseño estructural de una edificación aporticada de concreto armado de un modelo base y 11 modelos utilizando el software Etabs V.16.2.1.

A continuación, se presentan las principales conclusiones del trabajo de investigación.

- Se determinó que el predimensionamiento de los elementos estructurales influye solo de manera parcial en las dimensiones finales.
- Se determinó que los parámetros sísmicos influyen directamente en la fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica.
- Se determinó que los desplazamientos laterales influyen directamente en las derivas de entrepiso.
- Se determinó que las derivas de entrepiso influyen directamente y proporcional en la fuerza cortante última, el momento flector última y la fuerza axial última.

## RECOMENDACIONES

- Seguir los criterios de predimensionamiento y la dimensión obtenida debe ser verificada en el análisis sísmico.
- Elegir adecuadamente los parámetros sísmicos según estudio de sitio, categoría e importancia de la estructura.
- Verificar que las máximas derivas de entrepiso no excedan el límite permisible según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.
- Diseñar la estructura aplicando el criterio por desempeño que se fundamenta en su máxima capacidad de resistencia de cada elemento estructural es decir utilizando la fuerza cortante última, momento flector última y fuerza axial ultima.

## FUENTES DE INFORMACIÓN

- Morales Morales, Roberto. (2006). Diseño en Concreto Armado. Lima, Perú: Fondo Editorial ICG, cuarta Edición.
- Blanco Blasco, Antonio. (1995). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Bernal, I., & Tavera, H. (2002). Geodinámica, Sismicidad y Energía Sísmica en el Perú. Lima, Perú: Instituto Geofísico del Perú.
- Herraiz Sarachaga, M. (1997). Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros. Lima, Perú.
- Chaiña Mamani, Ritshar Tony (2016). Análisis y Diseño Sísmico de una Edificación de seis niveles de Concreto Armado en la ciudad de Juliaca. Juliaca, Perú: Tesis UANCV
- Barros Bastidas y Peñafiel Plazarte. (2015). Análisis Comparativo Económico-Estructural, entre un Sistema Aporticado, Sistema Aporticado con Muros Estructurales y un Sistema de Paredes Portantes, en Edificio de 10 Pisos. Quito, Ecuador. Tesis: EPN.
- Morocho Morales, Fernando Alejandro (2016). Diseño Estructural de un Edificio de Concreto Armado de siete pisos. Lima, Perú: Tesis UNI.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E-020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma E-030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma E-050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). Norma E-060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). Norma E-070 Albañilería. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

# ANEXOS

## ➤ ENSAYOS DE LABORATORIO Y PLANOS.

**Tabla A 1. Cálculo de capacidad portante.**

CAPACIDAD ADMISIBLE SEGÚN HAMSEN Y VESIC			
<b>TESIS:</b> APLICACIÓN DE LA NORMA SISMORRESISTENTE E-030 PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION APORRICADA DE CONCRETO ARMADO EN EL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS-ICA.			
<b>Codigo del Proyecto:</b>			
<b>Ubicación:</b> CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS-DISTRITO DE ICA-PROVINCIA DE ICA-DEPARTAMENTO DE ICA			
CAPACIDAD ADMISIBLE SEGÚN HAMSEN Y VESIC			
POR RESISTENCIA			
Cimentación Zapatas Rectangulares			
Símbolo	Descripción	Datos	
<b>Calicata</b>	= C-1	Muestra	= M-1
<b>GP</b>	= Areana mal graduada		= SP
<b>C</b>	= Cohesión		= 0.00 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Cr</b>	= Cohesión por Falla Local		= 0.00 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Ø</b>	= Angulo de Fricción(generalizada)		= 32.00 °
<b>Ør</b>	= Angulo de Fricción por Falla Local		= 22.62 °
<b>λ</b>	= Angulo de Arrancamiento		= 22.4 °
<b>γm</b>	= Peso Unitario del Suelo Sobre el nivel de fundación		= 1.62 g/cm <sup>3</sup>
<b>γm</b>	= Peso Unitario del Suelo Bajo el nivel de fundación		= 1.62 g/cm <sup>3</sup>
<b>B</b>	= Ancho de la Cimentación		= 3.00 m
<b>L</b>	= Largo de la Cimentación		= 4.50 m
<b>Df</b>	= Profundidad de la Cimentación		= 1.50 m
<b>FG</b>	= Factor de Seguridad		= 3.00

POR RESISTENCIA			
Cimentación Zapatas Rectangulares			
$q_{ult} = C' N_c N_c d_c i_c + \frac{1}{2} \gamma B S_y N_y d_y i_y + (\gamma D_f) S_q N_q d_q i_q$			
<b>q<sub>adm</sub></b> = Capacidad Portante Admisible (Kg/cm <sup>2</sup> )			
<b>C</b>	= Cohesión (Kg/cm <sup>2</sup> )	=	0.00
<b>γ1</b>	= Peso del suelo sobre el nivel de cimentación (x10 <sup>-3</sup> )	=	0.00162
<b>γ2</b>	= Peso del suelo debajo nivel de cimentación (x10 <sup>-3</sup> )	=	0.00162
<b>Df</b>	= Profundidad de Cimentación (cm)	=	150
<b>B</b>	= Ancho del Cimiento (cm)	=	300
<b>L</b>	= Longitud del Cimiento (cm)	=	450
Factores de Capacidad de Carga según Vesic			
<b>N<sub>c</sub></b>	=		17.60
<b>N<sub>q</sub></b>	=		8.34
<b>N<sub>y</sub></b>	=		7.79
Factores de Forma según Vesic			
<b>S<sub>c</sub></b>	=		1.32
<b>S<sub>q</sub></b>	=		1.28
<b>S<sub>y</sub></b>	=		0.73
<b>F.S.</b>	=		3.00
Factores de Profundidad según Vesic cuando Df/B ≤ 1			
<b>d<sub>c</sub></b>	=		1.20
<b>d<sub>q</sub></b>	=		1.15
<b>d<sub>y</sub></b>	=		1.00
Factores de Inclinación según Vesic			
<b>i<sub>c</sub></b>	=		1.00
<b>i<sub>q</sub></b>	=		1.00
<b>i<sub>y</sub></b>	=		1.00
<b>q<sub>ult</sub></b>	=	4.4 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>q<sub>adm</sub></b> = 1.4 Kg/cm <sup>2</sup>

Ø	Factores de Carga (°)			Ø	Factores de Carga (°)		
	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>y</sub>		N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>y</sub>
21	15.81	7.07	6.20	0	0.00	1.00	0.00
22	16.88	7.82	7.13	1	5.16	1.09	0.07
23	18.05	8.66	8.20	2	5.73	1.20	0.15
24	19.32	9.60	9.44	3	5.92	1.31	0.24
25	20.72	10.66	10.87	4	6.15	1.43	0.34
26	22.25	11.85	12.53	5	6.52	1.57	0.45
27	23.94	13.20	14.47	6	6.85	1.72	0.57
28	25.80	14.72	16.72	7	7.17	1.88	0.71
29	27.85	16.44	19.33	8	7.54	2.06	0.86
30	30.14	18.40	22.40	9	7.89	2.25	1.03
31	32.67	20.63	25.99	10	8.34	2.47	1.22
32	35.50	23.18	30.22	11	8.80	2.71	1.44
33	38.64	26.09	35.18	12	9.27	2.97	1.69
34	42.16	29.44	41.06	13	9.79	3.26	1.97
35	46.11	33.29	48.02	14	10.39	3.59	2.29
36	50.58	37.75	56.31	15	10.97	3.94	2.65
37	55.63	42.92	66.19	16	11.61	4.33	3.06
38	61.35	48.93	78.02	17	12.33	4.77	3.53
39	67.86	55.95	92.23	18	13.11	5.26	4.07
40	75.31	64.19	109.40	19	13.94	5.80	4.68
				20	14.84	6.40	5.39

\*Según Vesic (1973).

**Determinación Factores** FORMULAS

Capacidad de Carga (\*\*):

	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>y</sub>
22	16.88	7.82	7.13
23	18.05	8.66	8.20
22.62	17.60	8.34	7.79

(\*\*) Interpolación de acuerdo a Ø o' Ø'

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg}(\theta)} \cdot \text{tg}(45 + \frac{\theta}{2})^2$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\theta)$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\theta)$$

$$\theta' = \text{Arct}(\frac{2 \cdot \text{Tan}(\theta)}{3})$$

$$c' = \frac{2 \cdot C}{3}$$

**FACTORES DE FORMA (Vesic, 1973)**

$$q_{ult} = S_c N_c + S_y \frac{1}{2} \gamma B N_y + S_q q N_q$$

Forma	Ø'	S <sub>c</sub>	S <sub>y</sub>	S <sub>q</sub>
RECTANGULAR	0	1 + (N <sub>q</sub> /N <sub>c</sub> )(B/L)	1-0.4(B/L)	1 + 1/6 Ø (B/L)
	30	1 + 0.20 (B/L)	↓	1.00
	45	1 + 0.61 (B/L)	↓	1 + 0.58 (B/L)
CIRCULAR O CUADRADA	0	1 + (N <sub>q</sub> /N <sub>c</sub> )	0.60	1 + 1/6 Ø
	30	1.20	↓	1.00
	45	1.61	↓	1.58
		2.01		2.01

Fuente:(Elaboracion propia, 2019)



**ANALISIS GRANULOMETRICO**

**Solicitado por** : Bach. ALLAUCCA HUARIPAUCAR Alex Elmer **CERTIFICADO N° 041- 19**  
**Proyecto** : Aplic.de la Norma Sismorresist. E - 30 para el Dis. Estruct. de una edificac. Aportic. de Conc. Armado en el Cas.San Martin  
**Ubicación** : CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS - ICA - ICA **BOLETA N° 2394**

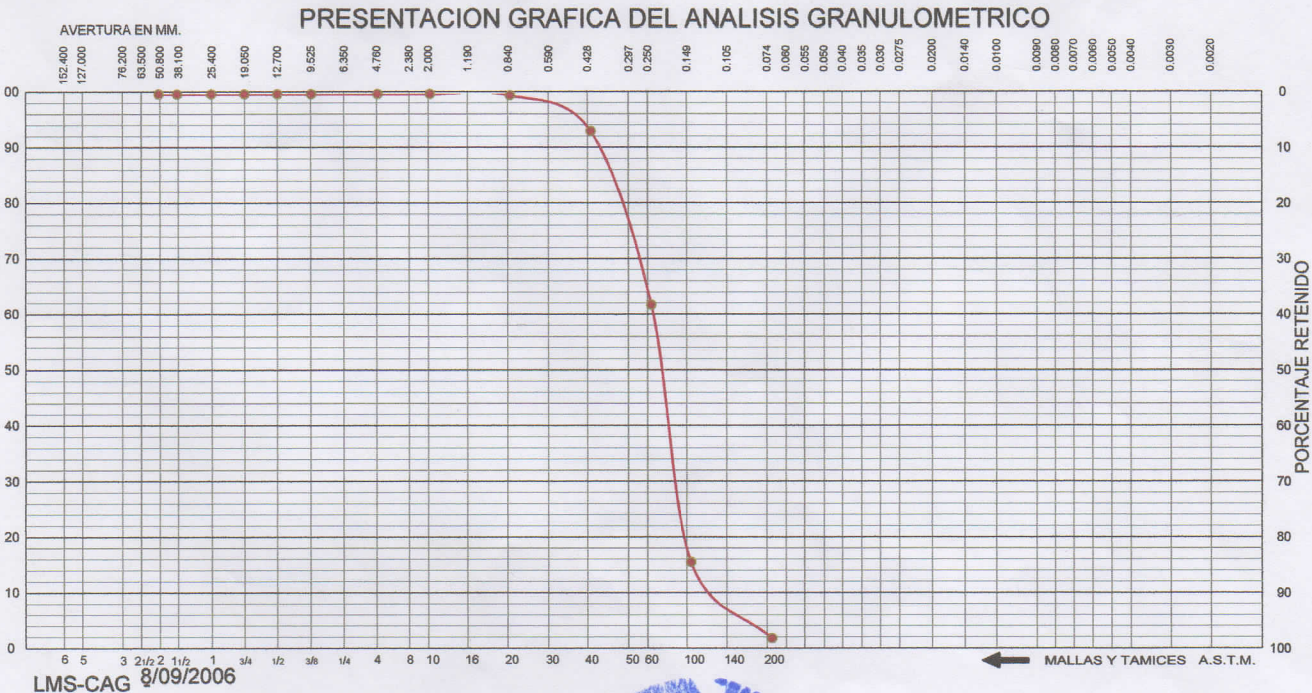
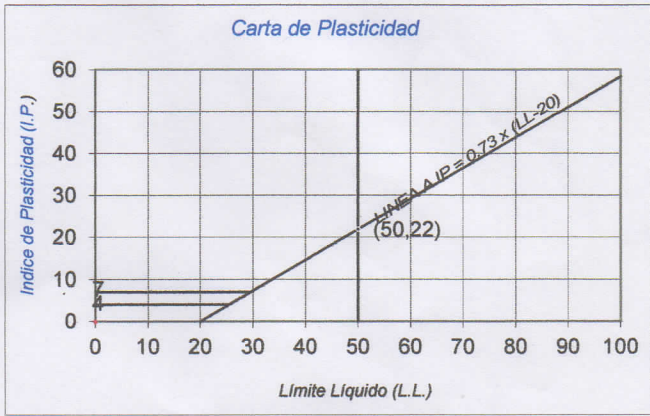
**Tipo de Exploración** : A CIELO ABIERTO  
**Realizado por** : ING. RENE CANCHARI VEGA  
**Fecha** : ICA, NOVIEMBRE DEL 2019

**Procedencia** : CASERIO SAN MARTIN  
**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	0.00	0.00	100.00	0.00	
16	1.190					
20	0.840	2.40	0.24	99.76	0.24	
30	0.590					
40	0.420	63.90	6.39	93.37	6.63	
50	0.297					
60	0.250	311.30	31.13	62.24	37.76	
80	0.177					
100	0.149	460.00	46.00	16.24	83.76	
140	0.105					
200	0.074	136.50	13.65	2.59	97.41	
Fondo		25.90	2.59	0.00	100.00	
Peso Total =		1000.00	gr.			
D <sub>10</sub> (mm)		0.115	C <sub>11</sub>	2.14		
D <sub>30</sub> (mm)		0.179	C <sub>0</sub>	1.14		
D <sub>60</sub> (mm)		0.245				

HUMEDAD NATURAL (W)	%	2.71
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 )



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. ALLAUCCA HUARIPAUCAR Alex Elmer CERTIFICADO N° 041-B- 19  
**Proyecto** : Aplic.de la Norma Sismorresist. E - 30 para el Dis. Estruct. de una edificac. Aportic. de Conc. Armado en el Cas.San Martin  
**Ubicación** : CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS - ICA - ICA BOLETA N° 2394

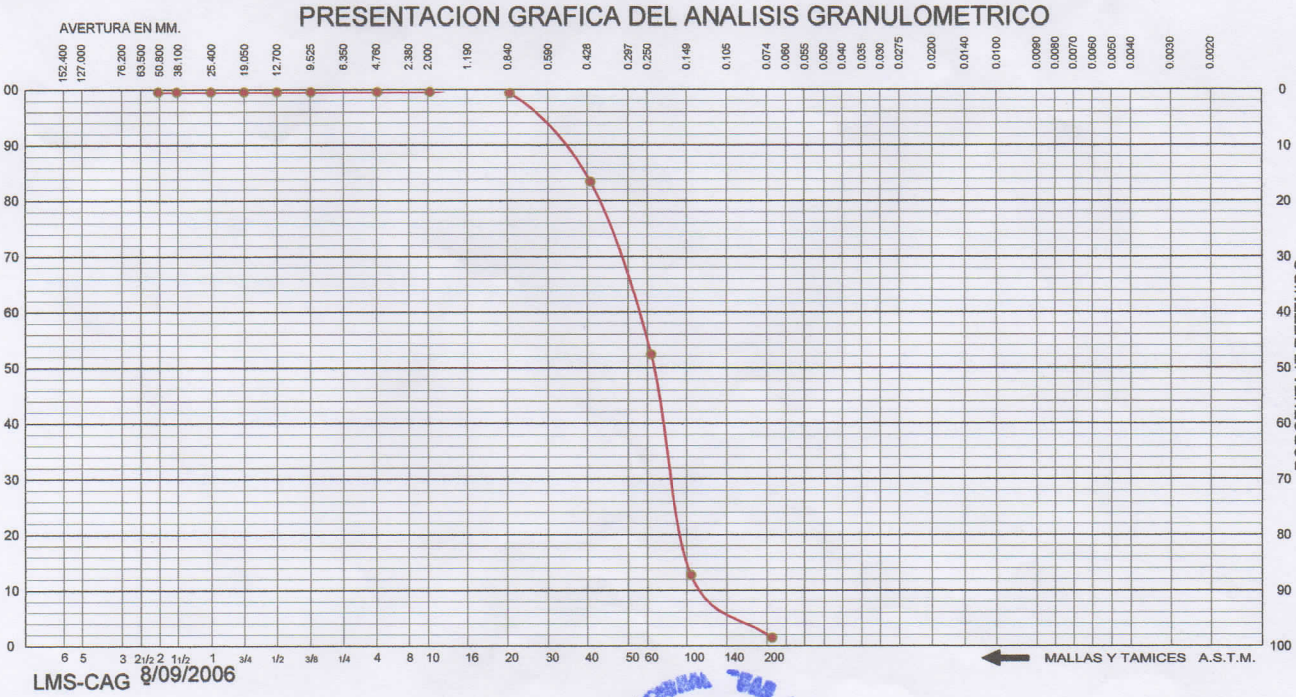
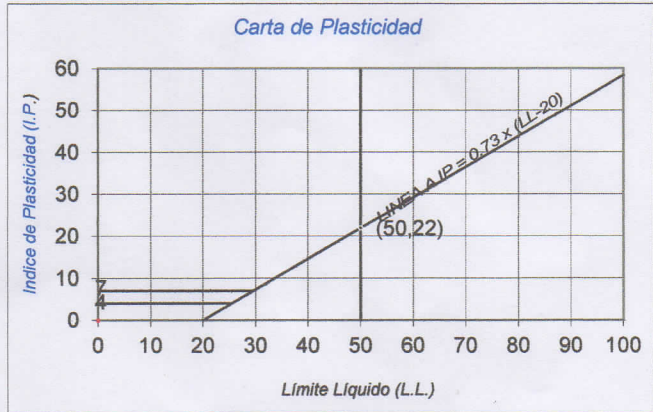
**Tipo de Exploración** : A CIELO ABIERTO  
**Realizado por** : ING. RENE CANCHARI VEGA  
**Fecha** : ICA, NOVIEMBRE DEL 2019

**Procedencia** : CASERIO SAN MARTIN  
**Muestra** : C - 3; E - 1 0.00 a 3.00 mt.  
**Peso de Muestra** : 1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO						
ESTANDAR DE CLASIFICACION ASTM D422-D2216-D2487 / AASHTO T87	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	0.00	0.00	100.00	0.00	
16	1.190					
20	0.840	2.70	0.27	99.73	0.27	
30	0.590					
40	0.420	157.80	15.78	83.95	16.05	
50	0.297					
60	0.250	309.90	30.99	52.96	47.04	
80	0.177					
100	0.149	394.10	39.41	13.55	86.45	
140	0.105					
200	0.074	112.70	11.27	2.28	97.72	
Fondo		22.80	2.28	0.00	100.00	
Peso Total =		1000.00	gr.			
D <sub>10</sub> (mm)		0.125	C <sub>u</sub>	2.30		
D <sub>30</sub> (mm)		0.191	C <sub>c</sub>	1.01		
D <sub>60</sub> (mm)		0.289				

HUMEDAD NATURAL (W)	%	1.46
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 )



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 PRODUCCION DE BIENES Y SERVICIOS  
  
 MAG. ING. RENE OSWALDO CANCARI VEGA  
 DIRECTOR



**DENSIDAD IN SITU**  
**METODO DEL CONO DE ARENA**

**CERTIFICADO N° 23-19**  
**BOLETA N° 2394**

SOLICITANTE : Bach. ALLAUCCA HUARIPAUCAR Alex Elmer  
 OBRA : APLICACIÓN DE LA NORMA SISMORRESISTENTE E - 30 PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION  
 APORTICADA DE CONCRETO ARMADO EN EL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS - ICA  
 UBICACIÓN : CASRIO SAN MARTIN DE PORRAS - ICA  
 MATERIAL : **SUELO NATURAL (C - 1; E- 2)**  
 CANTERA :  
 FECHA : Ica, Noviembre 2019  
 TECNICO OPERADOR : Ing. RENE CANCHARI VEGA

MUESTRA N°	1			
CAPA	SUELO NATURAL			
LUGAR	C - 1; E - 2 CASERIO SAN MARTIN - ICA			
LADO:	EJE			
1. Peso de la lata + suelo humedo	2,511.00			
2. Peso de la lata	0.00			
3. Peso del suelo humedo (1 - 2 )	2,511.00			
4. Peso de arena + frasco	4,568.66			
5. Peso de la arena que queda + el frasco + el peso de arena embudo	2,372.00 0.00			
6. Peso del arena empleada (4 - 5)	2,196.66			
7. Densidad de la arena	1.42			
8. Volumen del hueco (6/7)	1,547.00			
9. Peso de la grava al aire	0.00			
10. Volumen de la grava por desplaz.	0.00			
11. Peso del suelo (3 - 9 )	2,511.00			
12. Volumen del, suelo (8 - 10 )	1,547.00			
13. Densidad del suelo humedo(11/12)	1.62			
14. Humedad contenida en el suelo	2.70			
15. Densidad del suelo seco	1.58			
16. Densidad del suelo seco gr/cm3	0.00			
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			
<b>Control de humedad</b>				
RECIPIENTE N°	1			
1. Peso de la lata + suelo humedo	352.60			
2. Peso de la lata + suelo seco	345.60			
3. Peso de agua	7.00			
4. Peso de lata	86.50			
5. Suelo seco	259.10			
6. Porcentaje de humedad con Speedy	2.70			



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° 24 -19

BOLETA N° 2394

**SOLICITANTE** : Bach. ALLAUCCA HUARIPAUCAR Alex Elmer  
**PROYECTO** : APLICACIÓN DE LA NORMA SISMORRESISTENTE E - 30 PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION APORTICADA DE CONCRETO ARMADO EN EL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS - ICA

**UBICACIÓN** : SAN MARTIN DE PORRAS - ICA**FECHA** : ICA, NOVIEMBRE DEL 2019**Sondaje** : C - 1; - **Clasif. (SUCS)** : SP - / ARENA MAL GRADUADA**Muestra** : E - 2 **Velocidad (mm/mln)** : 0.5**Profundidad** : 0.00 a 1.50 mt. **Coef. Anillo CR (dlv/kg.)** : 0.306**Estado** : Remoldeado

## DATOS DEL ESPECIMEN 1

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	117.00
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (g/cm <sup>3</sup> )	1.62
Área (cm <sup>2</sup> )	36.00	hum. final (%)	2.22
Volum. (cm <sup>3</sup> )	72.00	Esf. Normal (kg/cm <sup>2</sup> )	0.50
Hum. Inicial (%)	2.22	Carg. Normal (kg)	20.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm <sup>2</sup> )
0	0.000	53	0	0.00	0.00
10	0.250	48	25	7.65	0.21
20	0.500	43	26	7.96	0.22
30	0.750	38	28	8.57	0.24
40	1.000	33	30	9.18	0.26
50	1.250	28	32	9.79	0.27
60	1.500	23	34	10.40	0.29
70	1.750	18	35	10.71	0.30
80	2.000	13	35	10.71	0.30
90	2.250	8	35	10.71	0.30
100	2.500	0	35	10.71	0.30
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  
PRODUCCIÓN DE BIENES Y SERVICIOSMAG. ING. RENÉ OSWALDO CANCHARI VEGA  
DIRECTOR







ENSAYO DE CORTE DIRECTO  
NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 24 -19  
BOLETA N° 2394

SOLICITANTE : Bach. ALLAUCCA HUARIPAUCAR Alex Elmer

PROYECTO : APLICACIÓN DE LA NORMA SISMORRESISTENTE E - 30 PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION APORTICADA DE CONCRETO ARMADO EN EL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS - ICA

UBICACIÓN : SAN MARTIN DE PORRAS - ICA

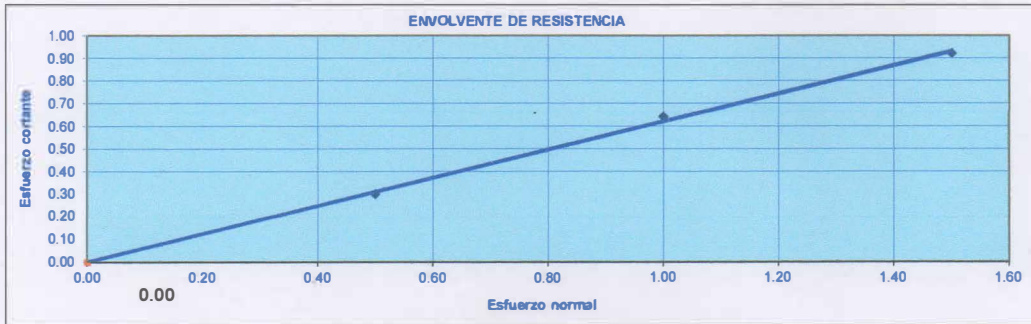
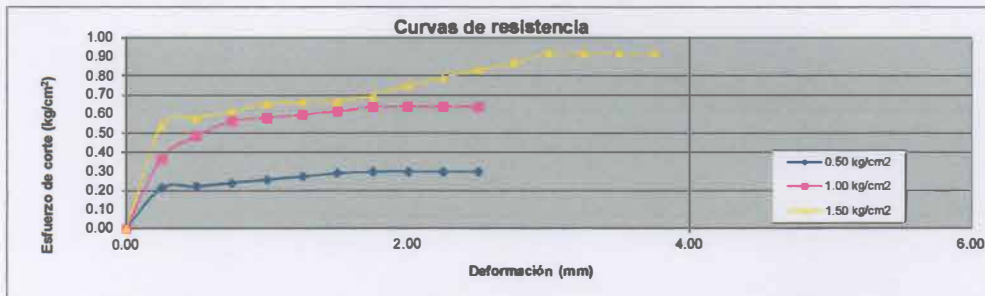
FECHA : ICA, NOVIEMBRE DEL 2019

Sondaje : C - 1; - Clasif. (SUCS) : SP - / ARENA MAL GRADUADA

Muestra : E - 2 Velocidad (mm/min) : 0.5

Profundidad : 0.00 a 1.50 mt. Coef. Anillo CR (div/kg.) : 0.306

Estado : 0.00 a 1.50 mt. Coef. Anillo CR (div/kg.) : 0.306



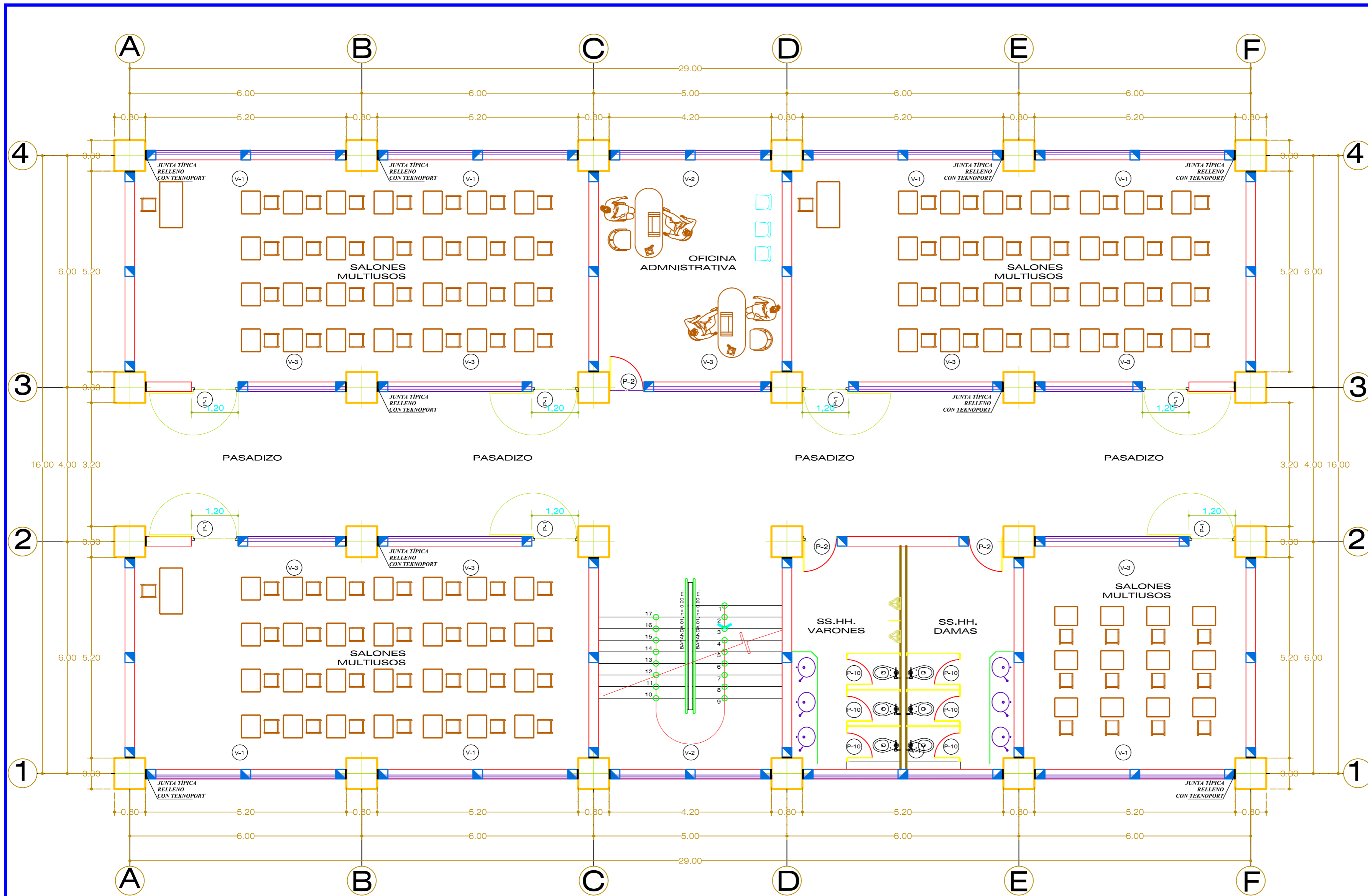
Esf. Normal kg/cm²	Esf. Cortante kg/cm²
0.50	0.30
1.00	0.64
1.50	0.92

RESULTADOS	
C =	0.00
$\phi_c =$	32



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
PRODUCCION DE BIENES Y SERVICIOS

MAG. ING. RENE OSWALDO CANCHARI VEGA  
DIRECTOR



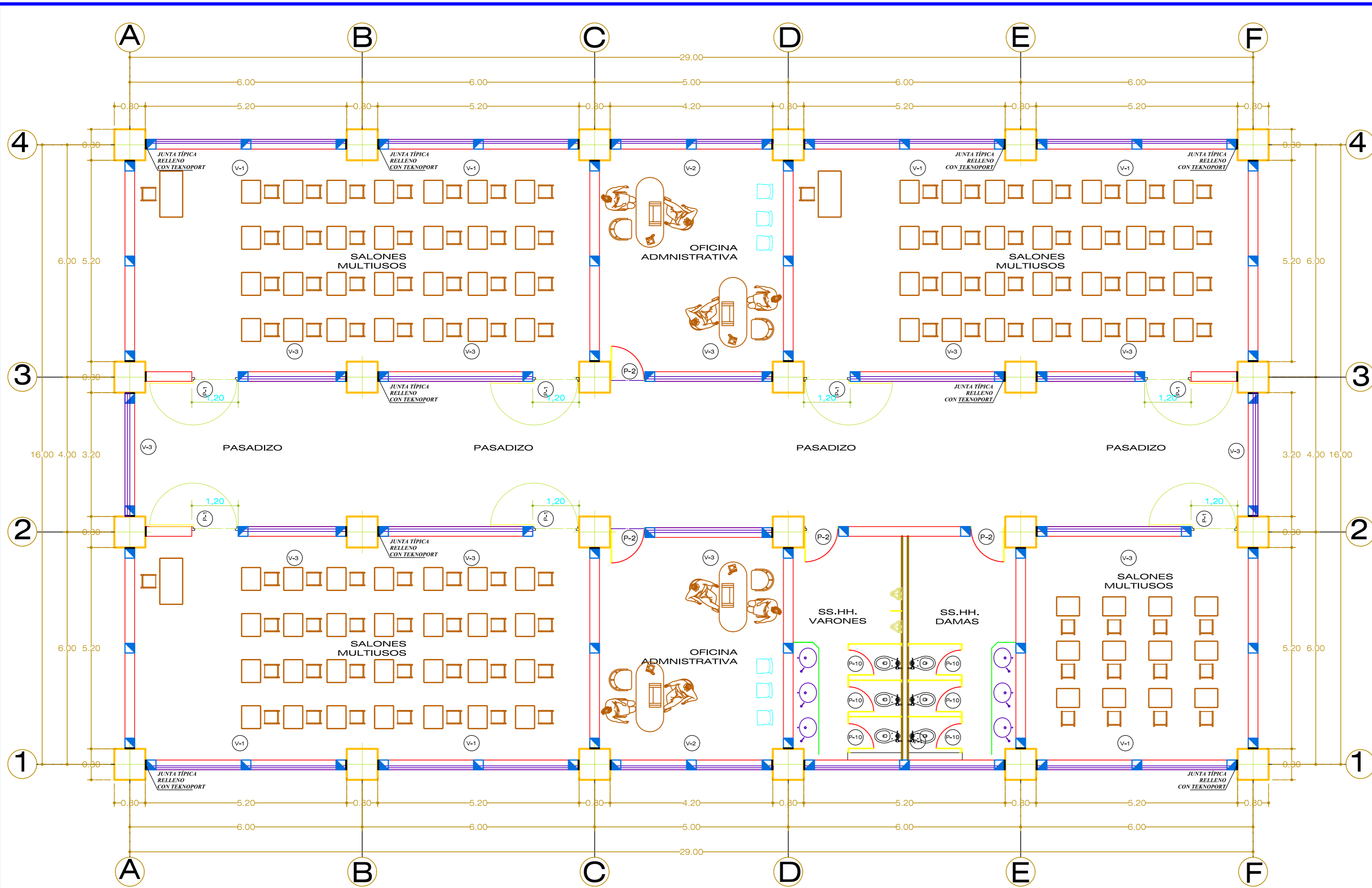
**ARQUITECTURA**  
**PLANTA 1<sup>o</sup>, 2<sup>o</sup>**  
 ESC. : 1/75

CUADRO DE VANOS	
<b>VENTANAS</b>	
V-1	1.30m
5.20m	1.1m
V-2	1.30m
4.20m	1.1m
V-3	2.00m
VARIABLEm	0.90m
<b>PUERTAS</b>	
P-1	-
1.20m	2.10m
P-2	-
0.90m	2.10m

**"UNIVERSIDAD SAN LUIS GONZAGA DE ICA"**

TESIS: " APLICACION DE LA NORMA SISMORRESISTENTE E-030 PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION APORTICADA DE CONCRETO ARMADO EN EL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS-ICA"

<p>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</p>	<p>PLANO : <b>ARQUITECTURA 1<sup>o</sup> Y 2<sup>o</sup> PISO</b></p> <p>DETALLES</p>	<p>LAMINA :</p> <p><b>A- 01</b></p>
	<p>UBICACIÓN</p> <p>Region : ICA</p> <p>Provincia : ICA</p> <p>Lugar : CAS. SAN MARTIN DE PORRAS</p>	<p>DISEÑO:</p> <p><b>ALLAUCCA HUARIPAUCAR ALEX</b></p> <p>Cel: # 985 264 761</p>
<p>REVISADO:</p>	<p>Escala:</p> <p>Indicada</p>	



CUADRO DE VANOS	
<b>VENTANAS</b>	
V-1	1.30m
5.20m	1.1m
V-2	1.30m
4.20m	1.1m
V-3	2.00m
VARIABLEm	0.90m
<b>PUERTAS</b>	
P-1	-
1.20m	2.10m
P-2	-
0.90m	2.10m

**ARQUITECTURA**  
**PLANTA 3°**  
 ESC. : 1/75

<b>"UNIVERSIDAD SAN LUIS GONZAGA DE ICA"</b>			
TESIS: " APLICACION DE LA NORMA SISMORRESISTENTE E-030 PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION APORTICADA DE CONCRETO ARMADO EN EL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS-ICA"			
 <b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>	<b>PLANO :</b> ARQUITECTURA 3° PISO DETALLES		<b>LAMINA :</b>  <span style="font-size: 2em; font-weight: bold;">A- 02</span>
	<b>UBICACIÓN</b> Region : ICA Provincia : ICA Lugar : CAS. SAN MARTIN DE PORRAS		
<b>REVISADO:</b> _____			

**CONSIDERACIONES DE DISEÑO**

**COEFICIENTES SISMICOS / NORMA E-030 2018**  
 Z = 0.45 FACTOR DE ZONA O ZONIFICACION - ZONA 4  
 U = 1.5 CATEGORIA DE LA EDIFICACION - EDIFICACION ESENCIAL- CENTRO EDUCATIVO  
 FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA  
 C = 2.5 Si: T < TP  
 C = 2.5(T/TP) Si: TP < T < TL  
 C = 2.5(TP/TL/T+2) Si: T > TL  
 S = 1.10 PARAMETROS DEL SUELO - SUELO INTERMEDIO (S3)  
 TP = 1.0 PERIODO QUE DEFINE LA PLATAFORMA DEL ESPECTRO  
 TL = 1.6 PERIODO QUE DEFINE LA PLATAFORMA DEL ESPECTRO  
 R<sub>x</sub> = 8.0 COEFICIENTE DE REDUCCION-SISTEMA APORTICADO  
 R<sub>y</sub> = 8.0 COEFICIENTE DE REDUCCION-SISTEMA APORTICADO

**CARGAS DE DISEÑO / NORMA E-020**  
 ALIGERADO : 350 KG/M2 SOBRECARGA : 400 KG/M2 PASADIZOS  
 ACABADOS : 100 KG/M2 SOBRECARGA : 250 KG/M2 AJILAS  
 CONCRETO : 2400 KG/M2 SOBRECARGA : 100 KG/M2 TECHO  
 SOBRECARGA : 400 KG/M2 ESCALERAS

**CONCRETO ARMADO / NORMA E-060**

**CONCRETO**  
 COLUMNAS, VIGAS: F<sub>c</sub> = 350 kg/cm<sup>2</sup>  
 LOSA ALIGERADA, ZAPATAS, VIGAS DE CIMENTACION: F<sub>c</sub> = 210 kg/cm<sup>2</sup>

**ACERO**

ACERO CORRUGADO DE REFUERZO F<sub>y</sub> = 4200 KG/CM<sup>2</sup>

**RECUBRIMIENTOS**

VIGAS : 4.0 CM  
 COLUMNAS : 4.0 CM  
 VIGAS DE CIMENTACION : 5.0 CM  
 ZAPATAS : 7.0 CM  
 LOSA ALIGERADA : 3.0 CM

**RESISTENCIA REQUERIDA**

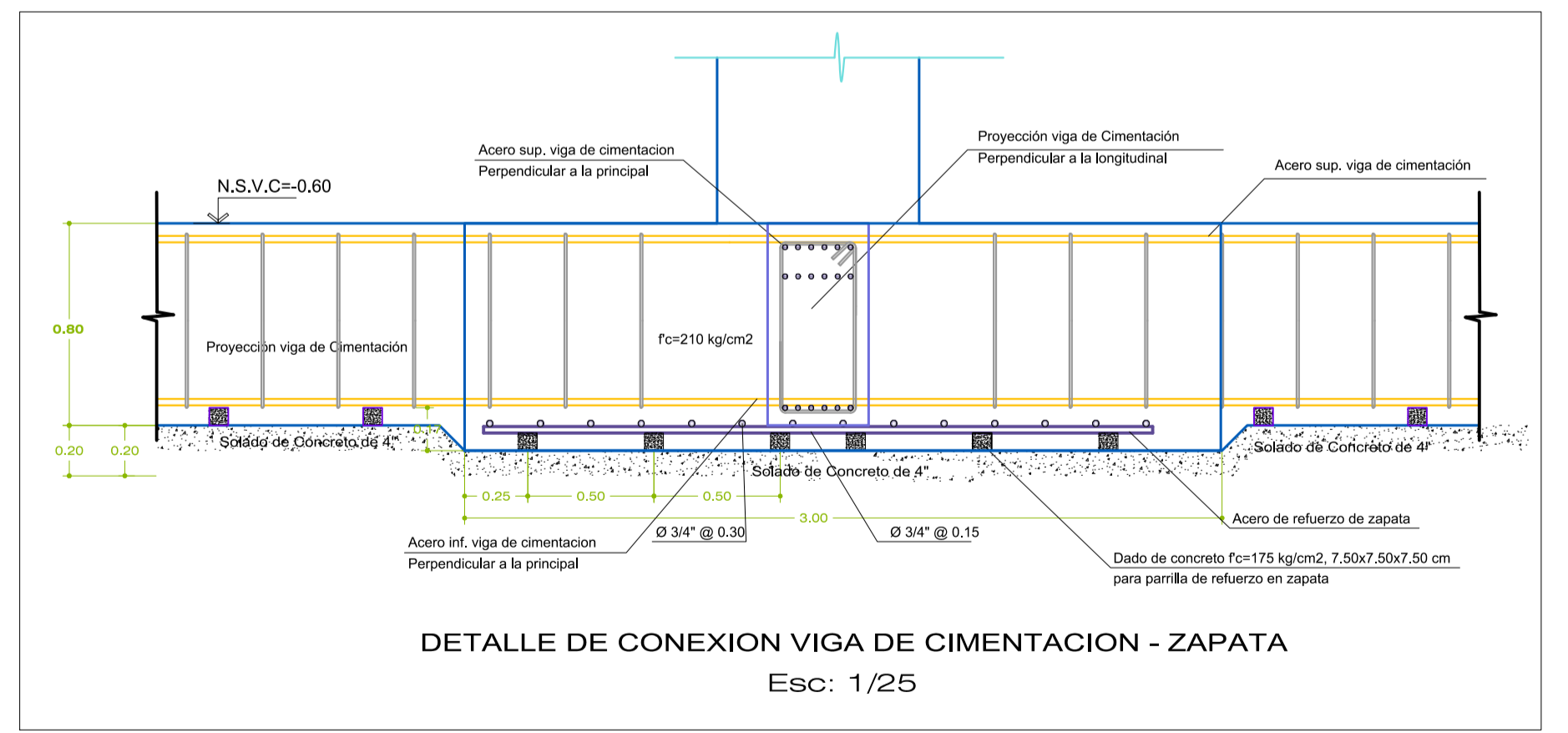
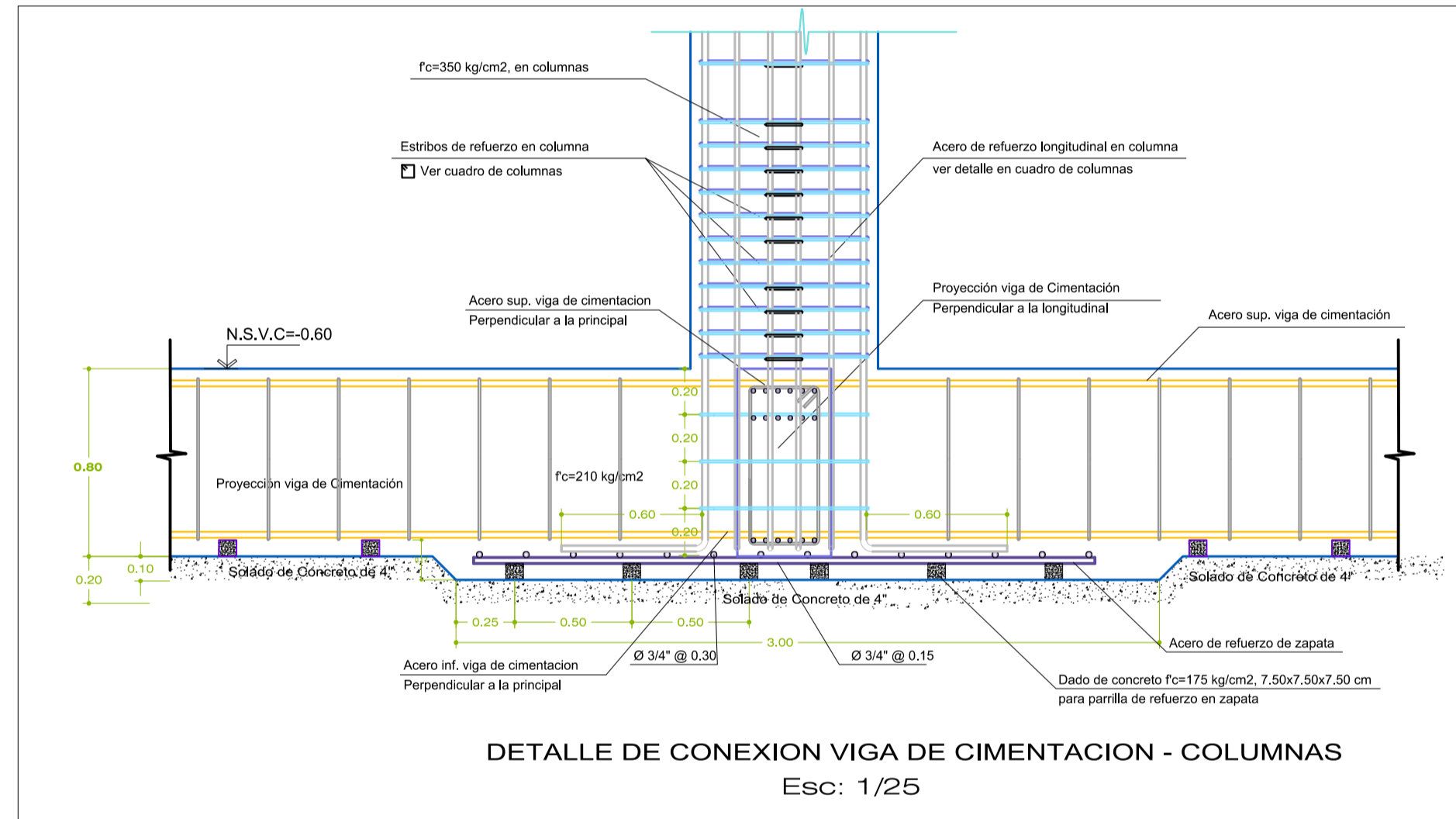
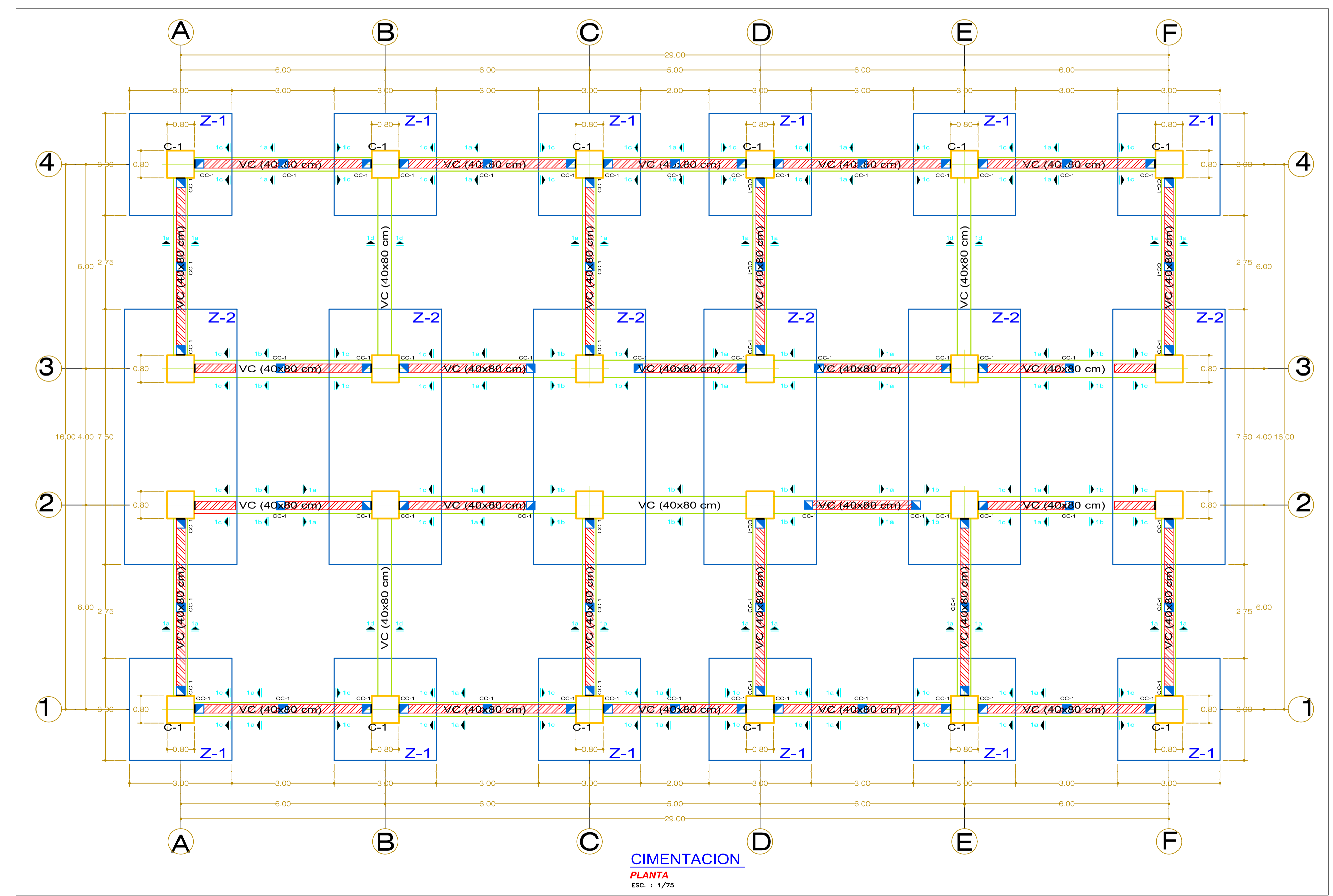
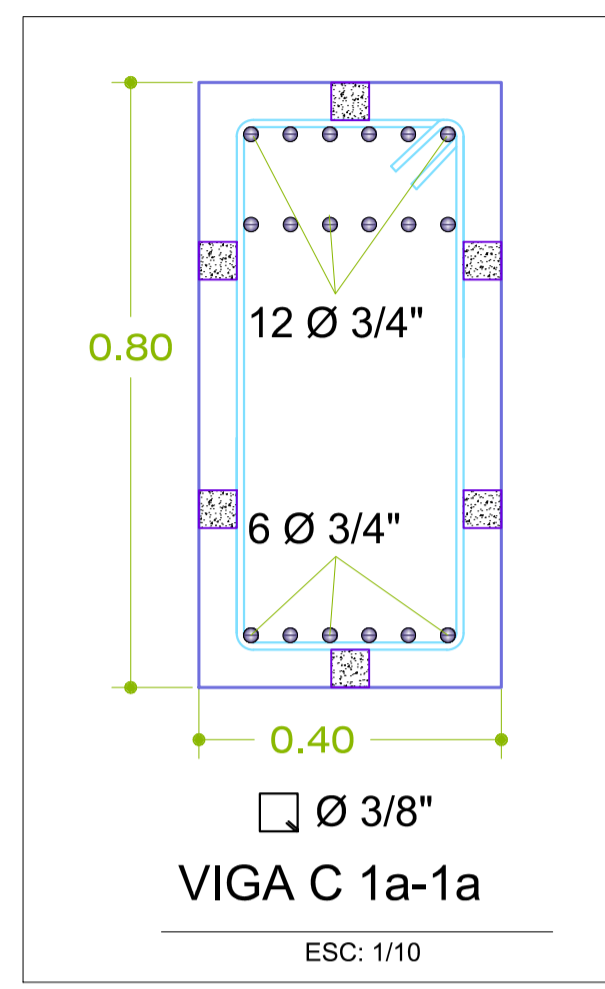
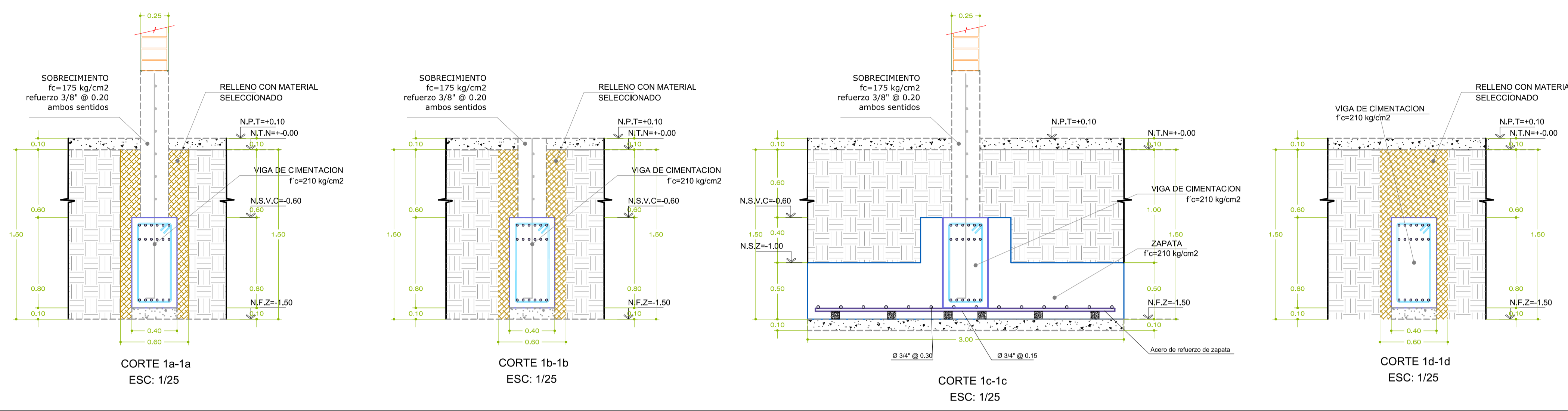
U = 1.4 CM+ 1.2 CV  
 U = 1.25 CM+ 0.9 CV+ CS  
 U = 0.9 CM+ CS

**CIMENTACION Y SUELOS/ NORMA E-050**

CAPACIDAD PORTANTE: 1.40 KG/CM<sup>2</sup>  
 PROFUNDIDAD DE CIMENTACION ZAPATAS: 1.50 m

**ALBAÑILERIA NORMA E-070**

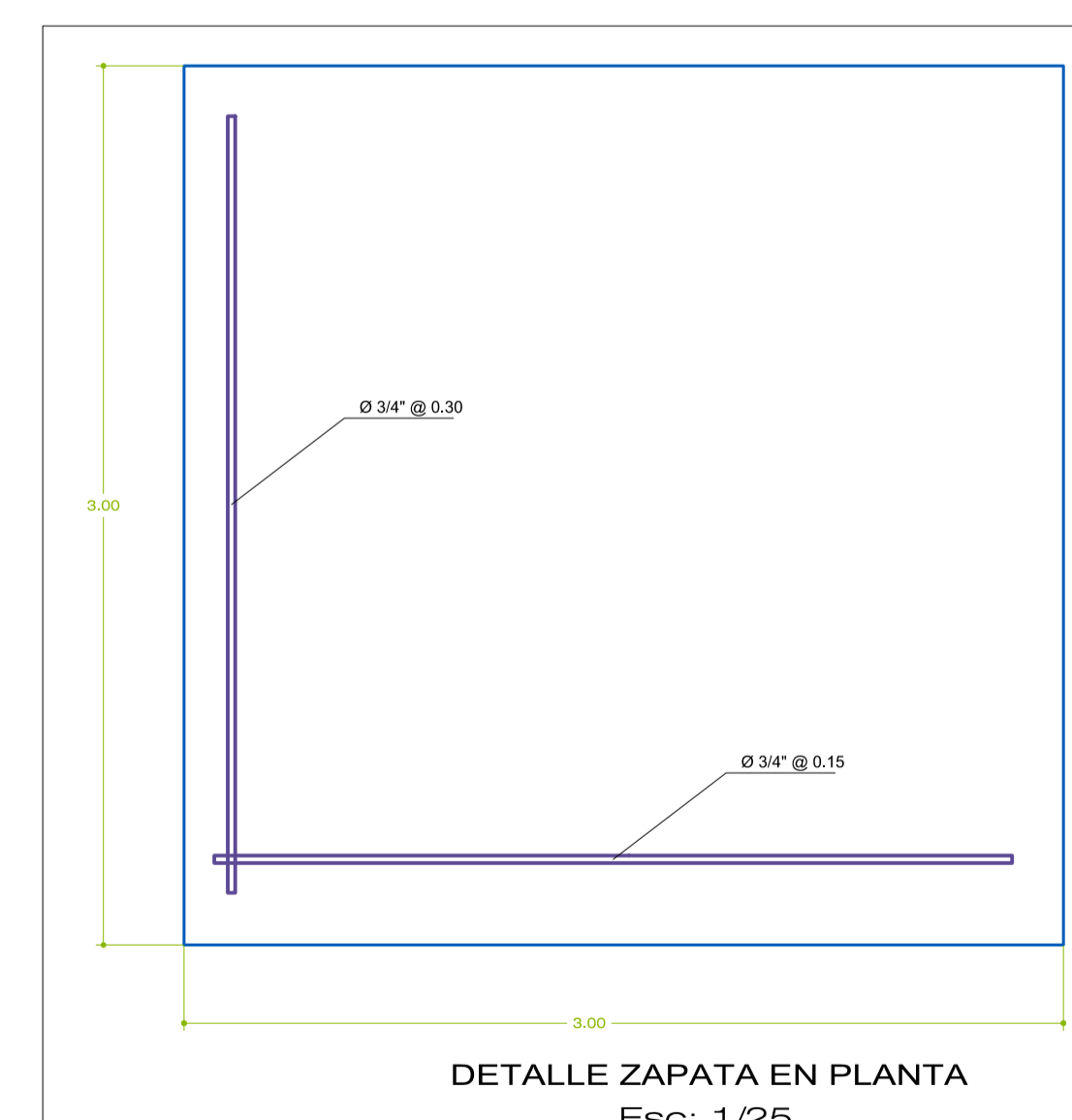
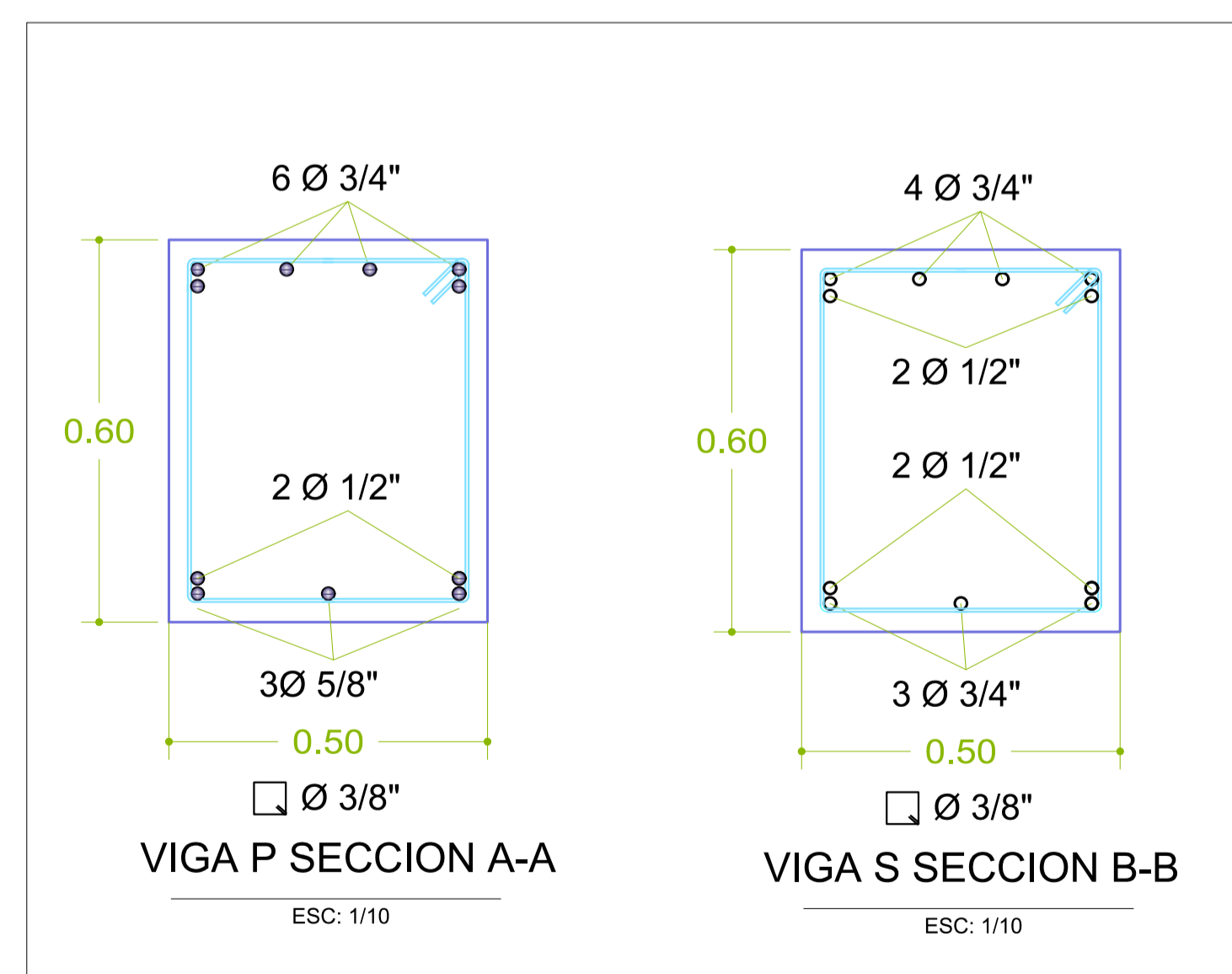
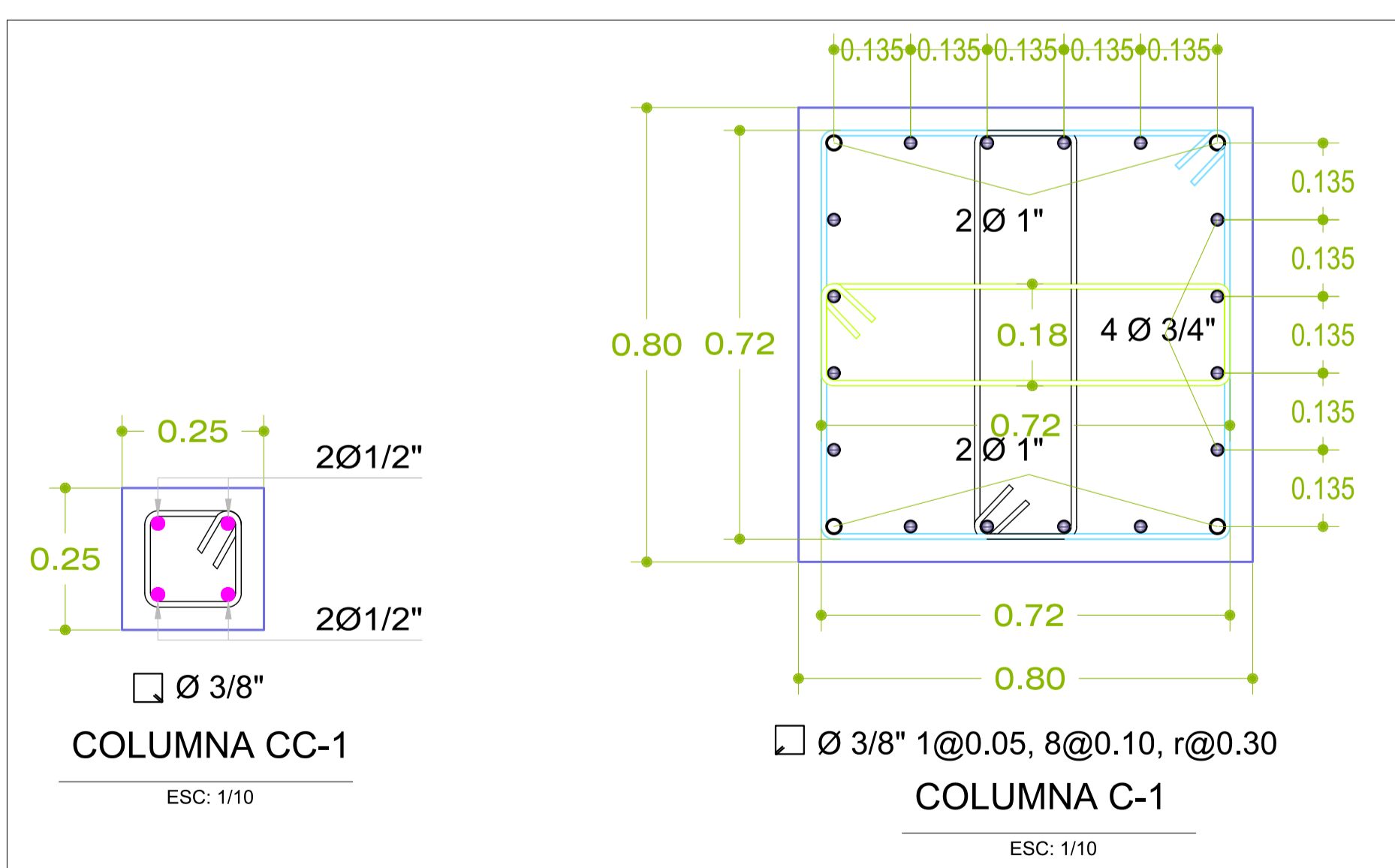
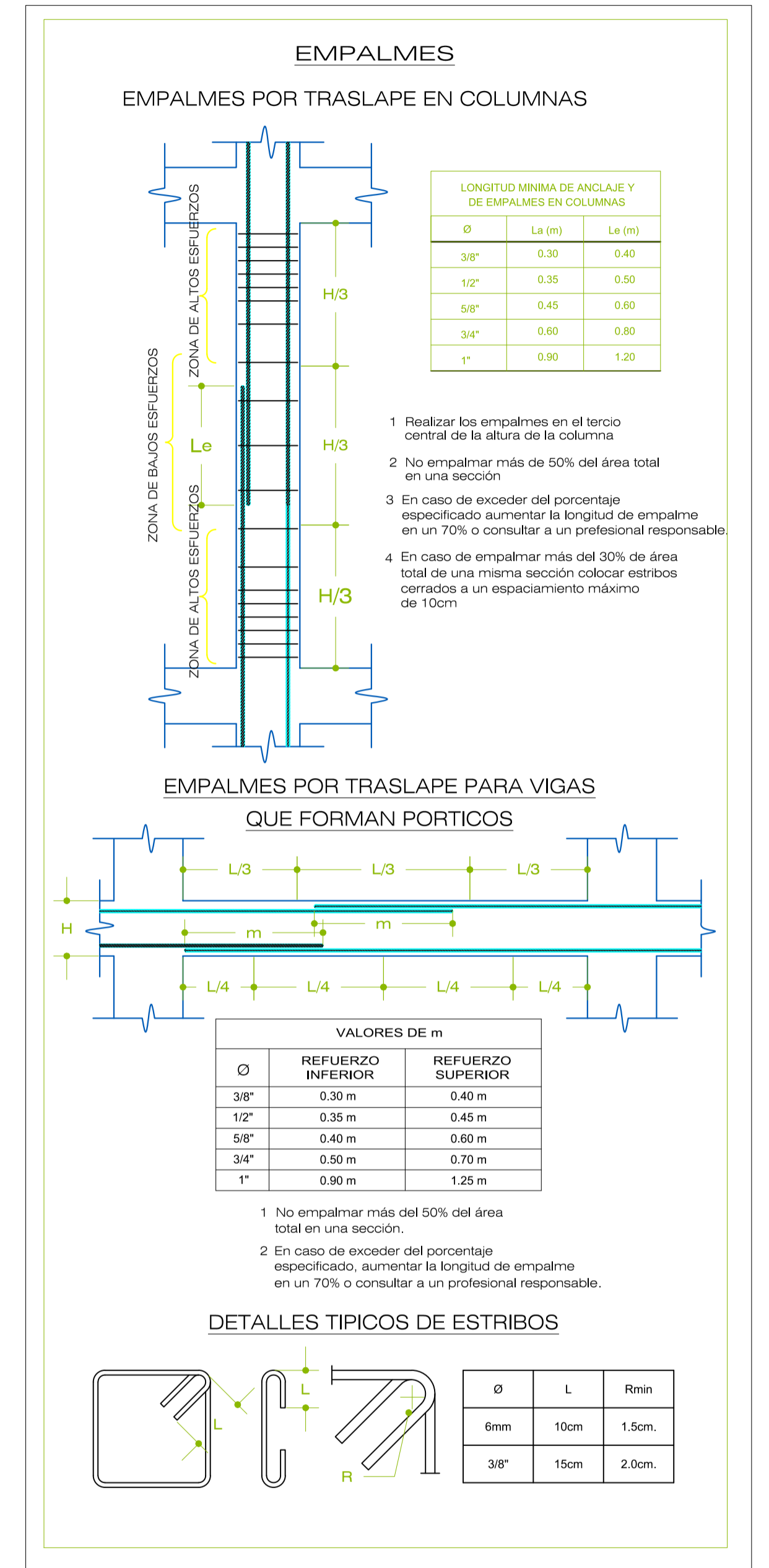
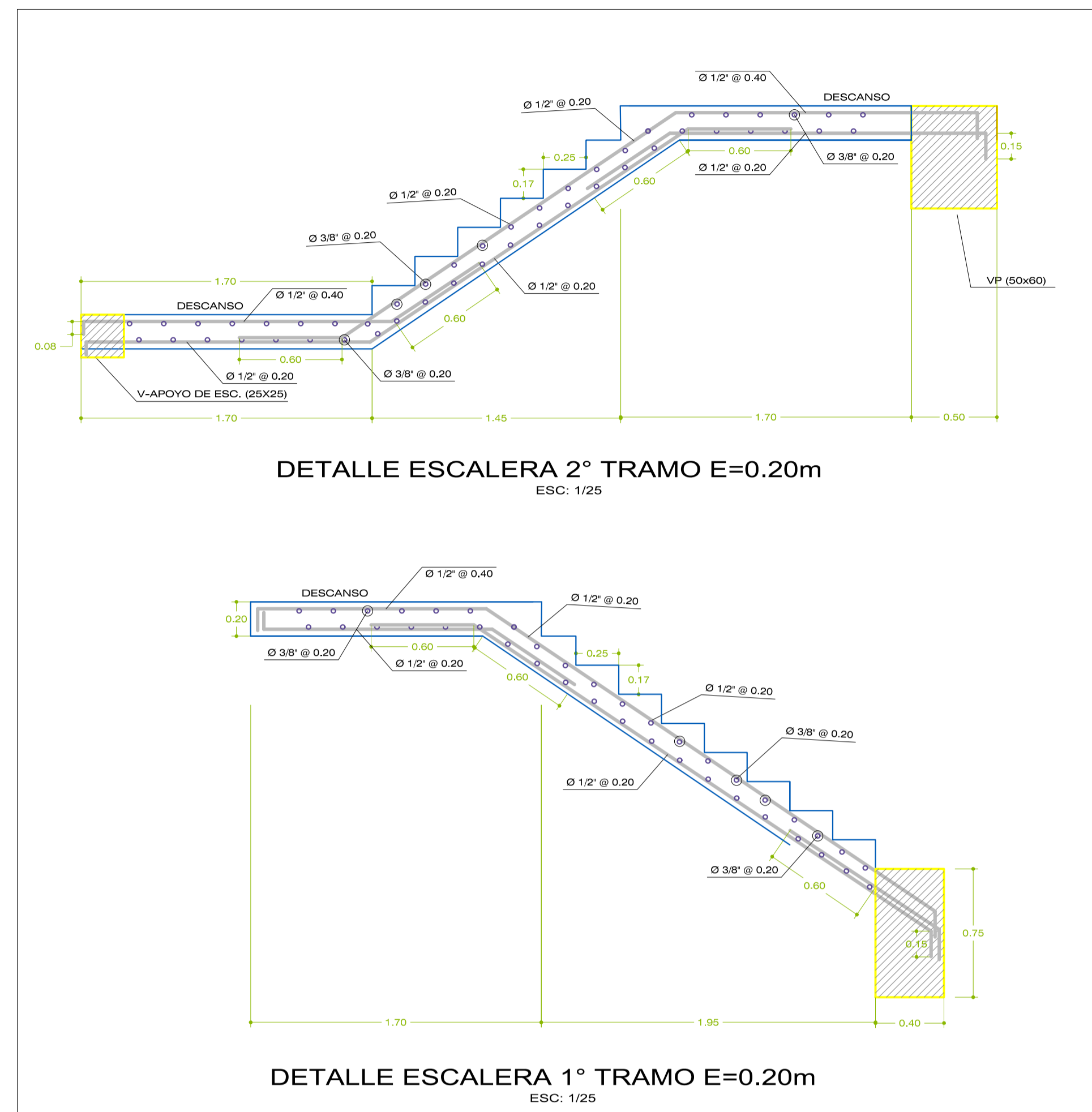
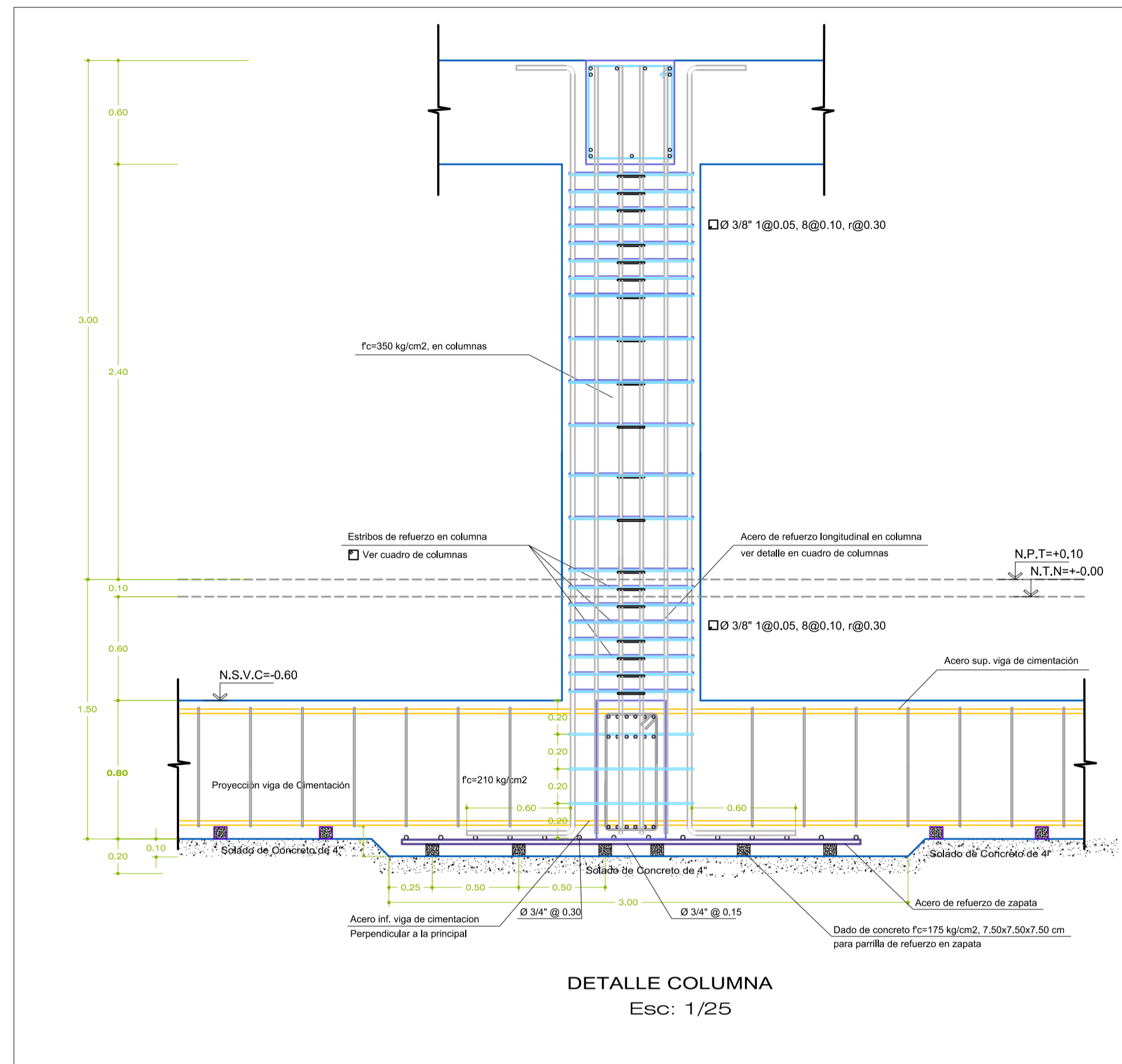
LADRILLO DE ARCILLA TIPO IV : 12.5 X 23 X 09  
 MORTERO : 1:4 (CEMENTO : ARENA)  
 F<sub>b</sub> = 45 KG/CM<sup>2</sup>  
 F<sub>m</sub> = 130 KG/CM<sup>2</sup> - MINIMO  
 JUNTAS : 10 MM - MINIMO / 15 MM MAXIMO



**"UNIVERSIDAD SAN LUIS GONZAGA DE ICA"**

TESIS: "APLICACION DE LA NORMA SISMORRESISTENTE E-030 PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION APORTICADA DE CONCRETO ARMADO EN EL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS-ICA"

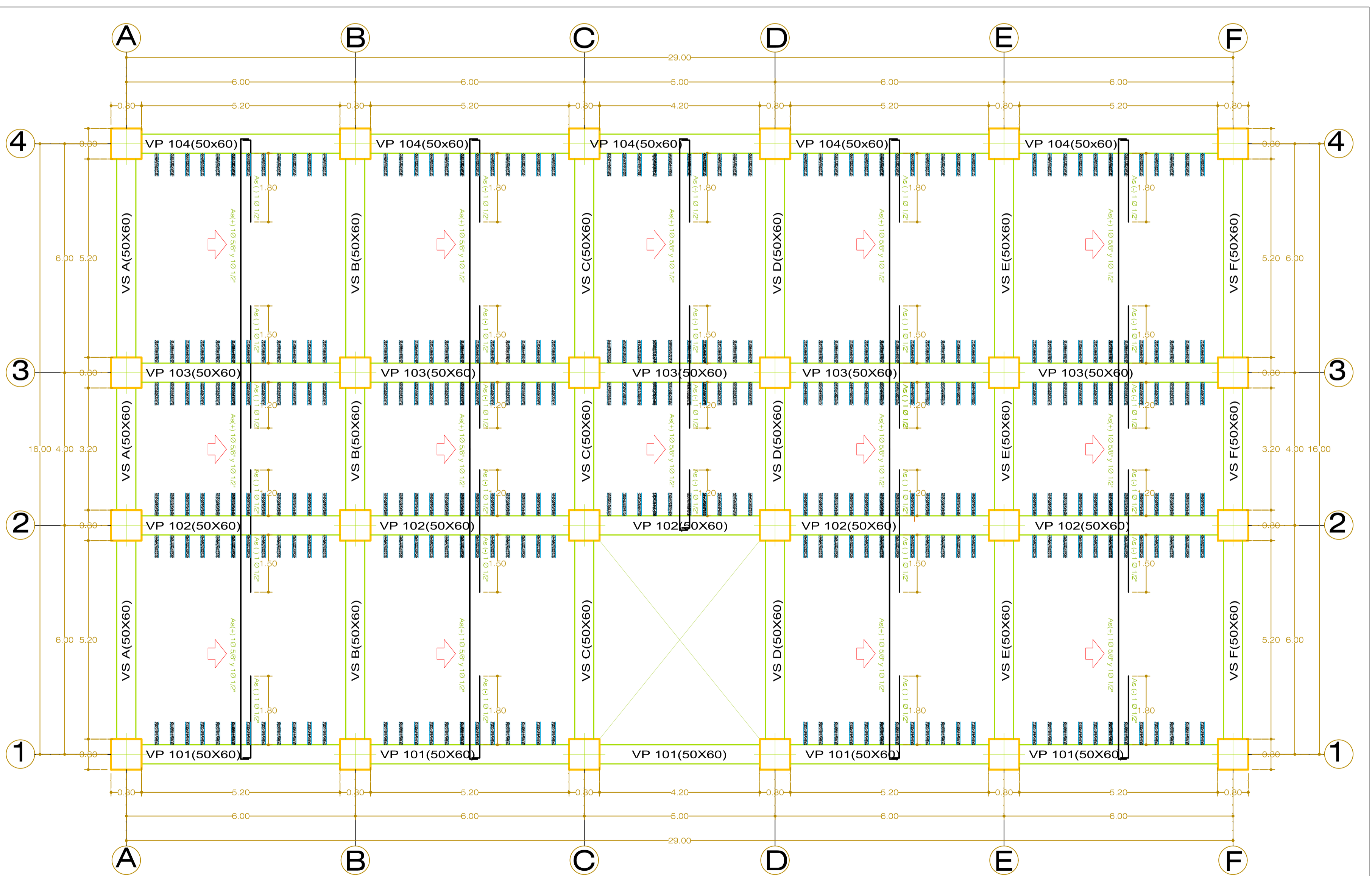
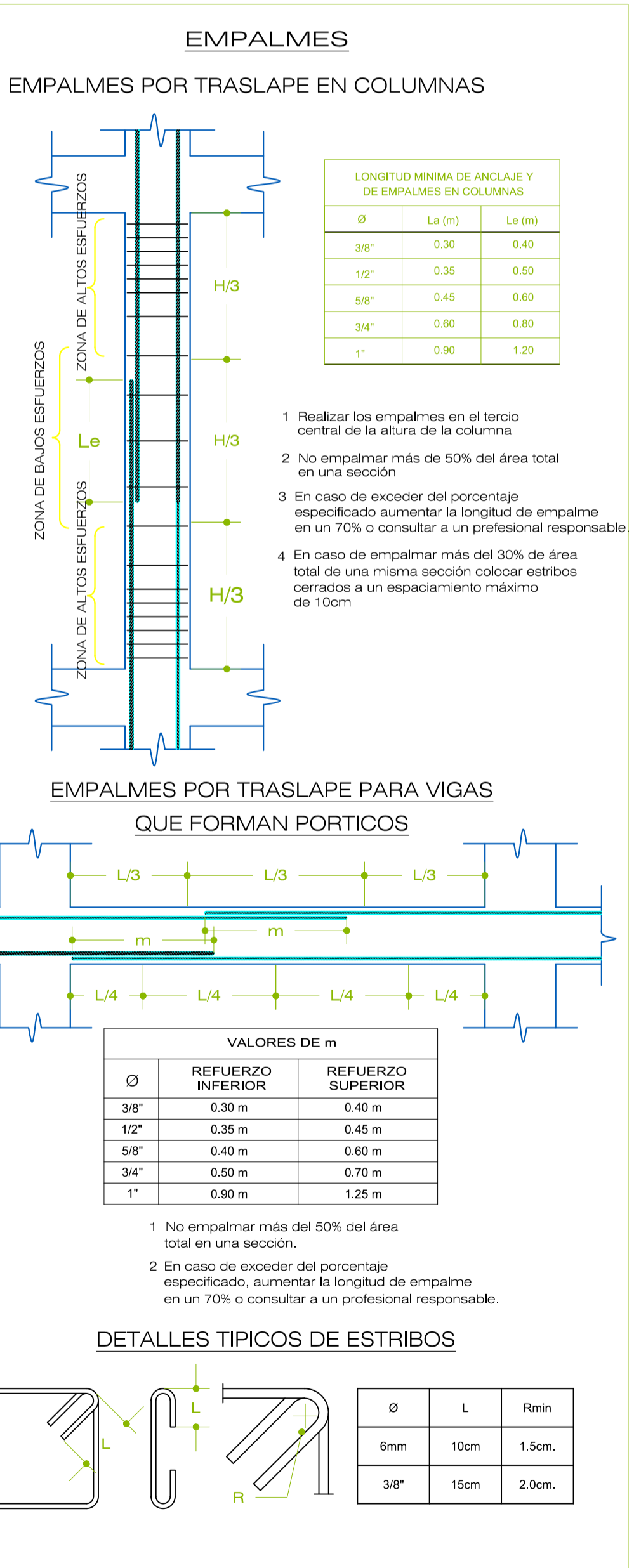
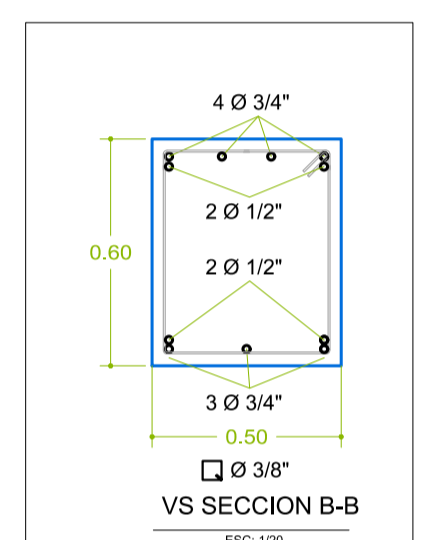
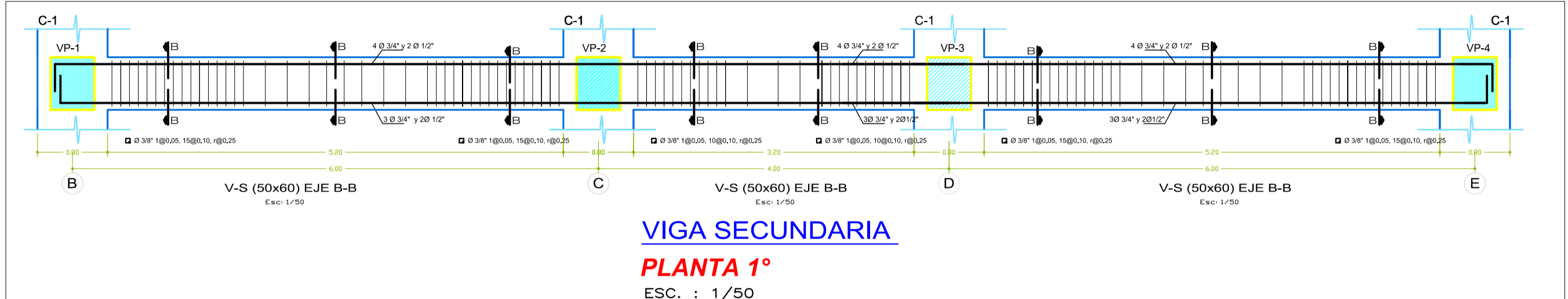
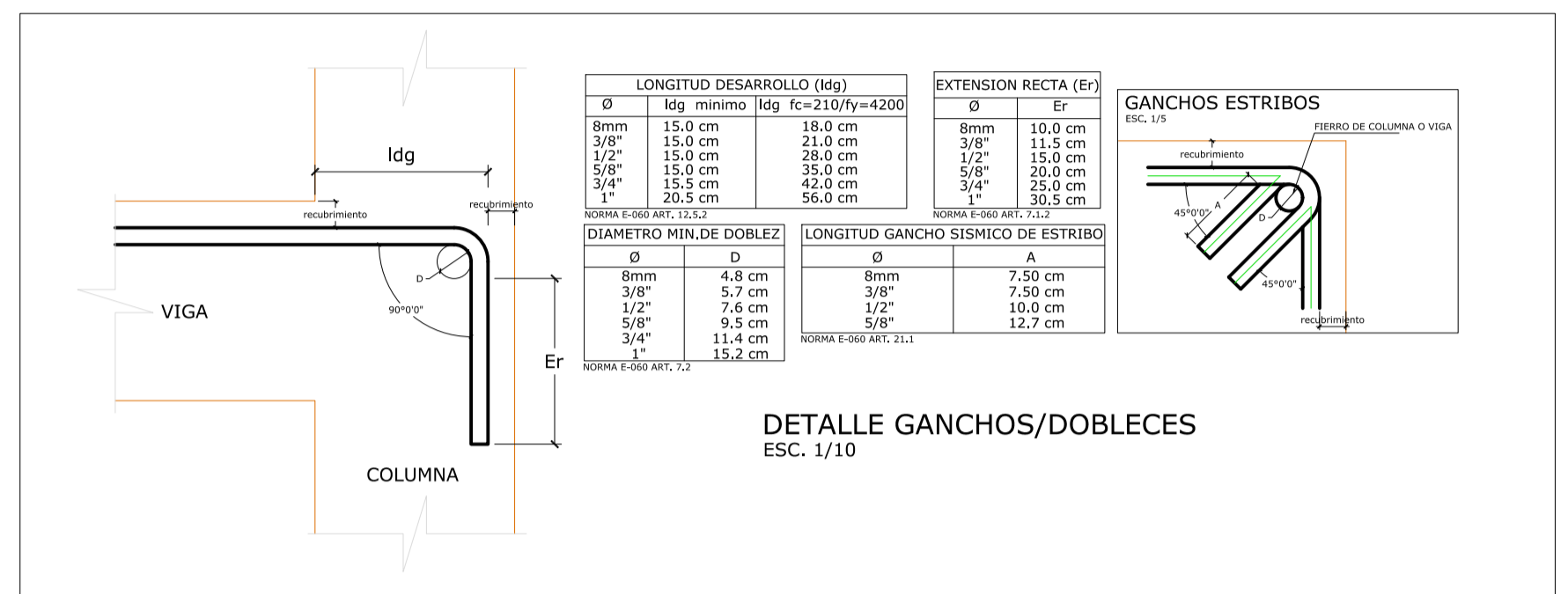
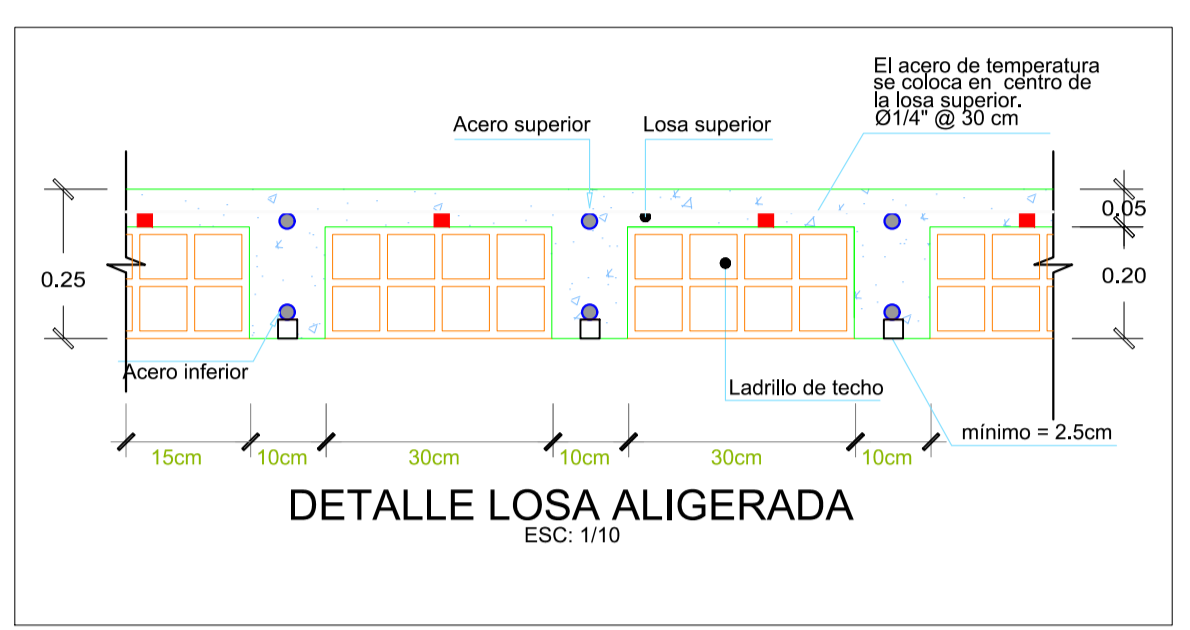
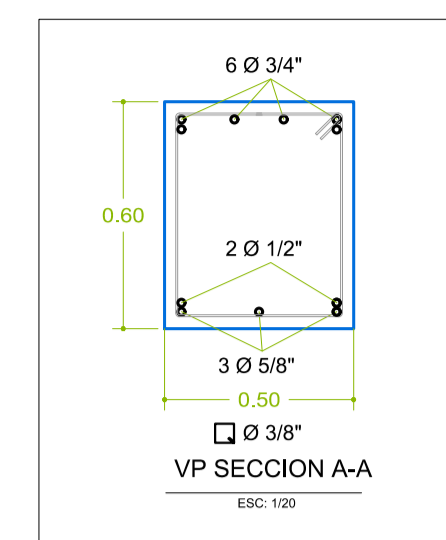
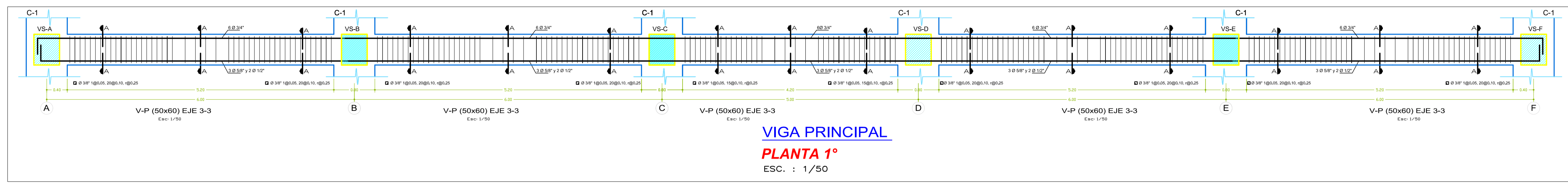
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL ING. CIVIL	PLANO : <b>ESTRUCTURAS CIMENTACION - DETALLES</b>	LAMINA : <b>E- 01</b>
UBICACION: Region : ICA Provincia : ICA Distrito : ICA Lugar : CAS. SAN MARTIN DE PORRAS	DISEÑO: ALLAUCA HUARIPOGUAER ALEX Ccni : 985 264 761	Fecha: NOVIEMBRE DEL 2019



**"UNIVERSIDAD SAN LUIS GONZAGA DE ICA"**

TESIS: " APLICACION DE LA NORMA SISMORRESISTENTE E-030 PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION APORTICADA DE CONCRETO ARMADO EN EL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS-ICA"

	PLANO :	ESTRUCTURAS
	DETALLES	
UBICACION: Región : ICA Provincia : ICA Distrito : ICA Lugar : CAS. SAN MARTIN DE PORRAS	DISEÑO: ALLAUCCA HUARIPAUCAUR ALEX Cels # 985 264 761	LAMINA : <b>E- 02</b>
REVISADO:  	Escala: Indicada	Fecha: NOVIEMBRE DEL 2019



**CONSIDERACIONES DE DISEÑO**

**COEFICIENTES SISMICOS / NORMA E-030 2018**  
 Z = 0.45 FACTOR DE ZONA O ZONIFICACION - ZONA 4  
 U = 1.5 CATEGORIA DE LA EDIFICACION - EDIFICACION ESENCIAL- CENTRO EDUCATIVO  
 FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA  
 C = 2.5 SI; T-TP  
 C = 2.5(TP/T) SI; TP<T-TL  
 C = 2.5(TP/T) SI; TP>T-TL  
 S = 1.10 PARAMETROS DEL SUELO - SUELO INTERMEDIO (S3)  
 TP = 1.0 PERIODO QUE DEFINE LA PLATAFORMA DEL ESPECTRO  
 TL = 1.6 PERIODO QUE DEFINE LA PLATAFORMA DEL ESPECTRO  
 R<sub>x</sub> = 8.0 COEFICIENTE DE REDUCCION-SISTEMA APORTICADO  
 R<sub>y</sub> = 8.0 COEFICIENTE DE REDUCCION-SISTEMA APORTICADO

**CARGAS DE DISEÑO / NORMA E-020**  
 ALIGERADO : 350 KG/M<sup>2</sup> SOBRECARGA : 400 KG/M<sup>2</sup> PASADIZOS  
 ACABADOS : 100 KG/M<sup>2</sup> SOBRECARGA : 250 KG/M<sup>2</sup> ALIJAS  
 CONCRETO : 2400 KG/M<sup>2</sup> SOBRECARGA : 400 KG/M<sup>2</sup> ESCALERAS

**CONCRETO ARMADO / NORMA E-060**  
 CONCRETO  
 COLUMNAS, VIGAS: F<sub>c</sub> = 350 Kg/cm<sup>2</sup>  
 LOSA ALIGERADA, ZAPATAS, VIGAS DE CIMENTACION: F<sub>c</sub> = 210 Kg/cm<sup>2</sup>

**ACERO**  
 ACERO CORRUGADO DE REFUERZO F<sub>y</sub> = 4200 KG/cm<sup>2</sup>  
 RECUBRIMIENTOS  
 VIGAS : 4.0 CM  
 COLUMNAS : 4.0 CM  
 VIGAS DE CIMENTACION : 5.0 CM  
 ZAPATAS : 7.0 CM  
 LOSA ALIGERADA : 3.0 CM

**RESISTENCIA REQUERIDA**  
 U = 1.4 CM + 1.7 CV  
 U = 1.25(CM + CV) - CS  
 U = 0.9 CM + CS

**CIMENTACION Y SUELOS/ NORMA E-050**  
 CAPACIDAD PORTANTE: 1.40 KG/CM<sup>2</sup>  
 PROFUNDIDAD DE CIMENTACION ZAPATAS: 1.50 m

**ALBAÑILERIA NORMA E-070**  
 LADRILLO DE ARCILLA TIPO IV : 12.5 X 23 X 09  
 MORTERO : 1:4 (CEMENTO : ARENA)  
 F<sub>b</sub> = 45 KG/CM<sup>2</sup>  
 F<sub>m</sub> = 130 KG/CM<sup>2</sup> - MINIMO  
 JUNTAS : 10 MM - MINIMO / 15 MM MAXIMO

**"UNIVERSIDAD SAN LUIS GONZAGA DE ICA"**

TESIS: **" APLICACION DE LA NORMA SISMORRESISTENTE E-030 PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION APORTICADA DE CONCRETO ARMADO EN EL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS-ICA "**

UNIVERSIDAD DE ICA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PLANO: **ESTRUCTURAS LOSA ALIGERADA - DETALLES**

UBICACION: Region: ICA, Provincia: ICA, Distrito: ICA, Lugar: CAS. SAN MARTIN DE PORRAS

DISEÑO: **ALLAUCCA HUARIPAUCA ALEX**  
 Celi: # 985 264 761

LAMINA: **E- 03**

REVISADO: Fecha: NOVIEMBRE DEL 2019