

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**“VARIACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL AL INCORPORAR LA
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA CON DIFERENTES MODELOS
DINÁMICOS DEL MÓDULO A DE LA I.E. PRIMARIA Y SECUNDARIA N°17524-
SAN AGUSTÍN, BELLAVISTA, JAÉN - CAJAMARCA”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Bach. JUAN YEKINI COTRINA ESTELA

ASESOR:

Dr. Ing. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO

CAJAMARCA – PERU

2025

CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

- FACULTAD DE INGENIERÍA -

1. **Investigador:** JUAN YEKINI COTRINA ESTELA
DNI: 73856933
Escuela Profesional: INGENIERÍA CIVIL
2. **Asesor:** Dr. Ing. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO
Facultad: DE INGENIERÍA
3. **Grado académico o título profesional**
☐ Bachiller ☒ Título profesional ☐ Segunda especialidad
☐ Maestro ☐ Doctor
4. **Tipo de Investigación:**
☒ Tesis ☐ Trabajo de investigación ☐ Trabajo de suficiencia profesional
☐ Trabajo académico
5. **Título de Trabajo de Investigación:**

"VARIACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL AL INCORPORAR LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA CON DIFERENTES MODELOS DINÁMICOS DEL MÓDULO A DE LA I.E. PRIMARIA Y SECUNDARIA N°17524-SAN AGUSTÍN, BELLAVISTA, JAÉN - CAJAMARCA"
6. **Fecha de evaluación:** 27/02/2026
7. **Software antiplagio:** ☒ TURNITIN ☐ URKUND (OURIGINAL) (*)
8. **Porcentaje de Informe de Similitud:** 13%
9. **Código Documento: Oid:** 3117:561789514
10. **Resultado de la Evaluación de Similitud:**
☒ APROBADO ☐ PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: 27/02/2026



FIRMA DEL ASESOR

Dr. Ing. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO
DNI: 26733060



Firmado digitalmente por:
BAZAN DIAZ Laura Sofia
FAU 20148258601 soft
Motivo: En señal de
conformidad
Fecha: 27/02/2026 21:24:23-0500

UNIDAD DE INVESTIGACIÓN FI



SUSTENTACIÓN PÚBLICA DE TESIS.

ACTA N° 0114-2026

En la ciudad de Cajamarca, dando cumplimiento a lo dispuesto por el Art. 035 del Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca, la Secretaría Académica de la Facultad de Ingeniería, da a conocer que, a los **diez días del mes de marzo de 2026**, siendo las once horas (11:00 a.m.) en la Sala de Audiovisuales (Edificio 1A - Segundo Piso), de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad Nacional de Cajamarca, se reunieron los Señores Miembros del Jurado Evaluador:

Presidente : Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.
Vocal : M.Cs. Ing. Marco Antonio Silva Silva.
Secretario : M.Cs. Ing. Manuel Lincoln Minchán Pajares.

Para proceder a escuchar y evaluar la sustentación pública de la tesis titulada **VARIACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL AL INCORPORAR LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA CON DIFERENTES MODELOS DINÁMICOS DEL MÓDULO A DE LA I.E. PRIMARIA Y SECUNDARIA N° 17524 - SAN AGUSTÍN, BELLAVISTA, JAÉN - CAJAMARCA**, presentado por el Bachiller en Ingeniería Civil **JUAN YEKINI COTRINA ESTELA**, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil - Filial Jaén, asesorado por el Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno, para la obtención del Título Profesional.

Los Señores Miembros del Jurado replicaron al sustentante, debatieron entre sí en forma libre y reservada y lo evaluaron de la siguiente manera:

EVALUACIÓN PRIVADA : 06 PTS.
EVALUACIÓN PÚBLICA : 10 PTS.
EVALUACIÓN FINAL : 16 PTS. Decrecer (En letras)

En consecuencia, se lo declara APROBADO con el calificativo de 16 (Decrecer) acto seguido, el presidente del jurado hizo saber el resultado de la sustentación, levantándose la presente a las 12:00 P.M. horas del mismo día, con lo cual se dio por terminado el acto, para constancia se firmó por quintuplicado.

Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.
Presidente

M.Cs. Ing. Marco Antonio Silva Silva.
Vocal

M.Cs. Ing. Manuel Lincoln Minchán Pajares.
Secretario

Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno.
Asesor

AGRADECIMIENTO:

Agradezco profundamente a Dios, por darme la vida, salud y fortaleza para culminar esta importante etapa profesional.

A la Universidad Nacional de Cajamarca, por brindarme la formación académica necesaria para desarrollarme como profesional en el campo de la Ingeniería Civil.

Mi sincero agradecimiento al Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno, asesor de esta tesis, por su guía, experiencia y valiosos aportes técnicos durante todo el desarrollo de este trabajo de investigación.

A mis padres, Angel Cotrina Villanueva y Nancy Estela Torres, por su amor incondicional, sacrificio y apoyo constante a lo largo de mi vida. Gracias por ser el pilar fundamental de mi crecimiento personal y profesional.

A mis hermanos, Fiorella, Ramiro Aarón y Seleni, por estar presentes en los momentos importantes, motivándome con su cariño y confianza.

A mi compañera de vida, Nataly, por su amor, paciencia, comprensión y apoyo incondicional durante todo este proceso. Gracias por acompañarme en los momentos más difíciles, por creer en mí aun cuando yo dudaba y por ser un pilar fundamental en mi camino personal y profesional.

Y, sobre todo, a mis hijas, Génesis Alessia Cotrina Bejarano y Tiana Danae Cotrina Bejarano, quienes son mi mayor motivación, inspiración y razón de superación diaria. Este logro también es de ustedes.

Gracias a todos...

DEDICATORIA:

Dedico este trabajo con todo mi amor a mis hijas, Génesis Alessia y Tiana Danae, quienes me impulsan cada día a ser mejor y no rendirme ante las adversidades. Ustedes son mi motor, mi esperanza y mi mayor logro.

A mi compañera de vida, Nataly, por su amor, paciencia, comprensión y apoyo constante, y por caminar a mi lado en cada etapa de este proceso con fe y fortaleza.

A mis padres, Angel y Nancy, por inculcarme los valores del esfuerzo y la perseverancia, y por acompañarme en cada paso de este camino con su ejemplo y dedicación.

Y a toda mi familia, especialmente a Fiorella, Ramiro Aarón y Seleni, por ser parte esencial de esta historia.

ÍNDICE DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTO:	i
DEDICATORIA:.....	ii
ÍNDICE DE CONTENIDO	iii
ÍNDICE DE TABLAS.....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
RESUMEN.....	xi
ABSTRACT	xii
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.2. Formulación del problema.	3
1.3. Hipótesis de la investigación.	3
1.4. Justificaciones de la investigación.	3
1.5. Alcances o delimitaciones de la investigación.....	4
1.6. Limitaciones.....	4
1.7. Objetivos.....	5
1.7.1. Objetivo general:.....	5
1.7.2. Objetivos específicos:.....	5
1.8. Organización del trabajo.....	6
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....	7
1.1. Antecedentes teóricos.	7
1.1.1. Antecedentes internacionales.....	7
1.1.2. Antecedentes nacionales.....	8
1.1.3. Antecedentes locales.	10
1.2. Bases teóricas.....	11
1.2.1. Sismos.....	11
1.2.2. Ondas sísmicas.....	12

1.2.3. Comportamiento sísmico.....	12
1.2.4. Evaluación estructural.....	12
1.2.5. Diseño sismorresistente.....	13
1.2.6. Interacción suelo-estructura.....	19
1.3. Definición de términos básicos.....	34
CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS	37
2.1. Ubicación de la investigación.....	37
2.2. Metodología de la investigación.....	38
2.2.1. Tipo de investigación.....	38
2.2.2. Nivel de investigación.....	38
2.2.3. Diseño de investigación.....	38
2.2.4. Método de investigación.....	38
2.2.5. Población de estudio.....	38
2.2.6. Muestra.....	38
2.2.7. Unidad de análisis.....	38
2.2.8. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	38
2.3. Definición de variables.....	39
2.3.1. Variable independiente.....	39
2.3.2. Variable dependiente.....	39
2.4. Procedimiento metodológico de la investigación.....	39
2.4.1. Descripción general de la edificación.....	40
2.4.2. Especificaciones y características de los materiales	41
2.4.3. Resumen de parámetros sísmicos de la edificación	42
2.4.4. Construcción de los espectros de diseño	43
2.4.5. Características del suelo de fundación	44
2.4.6. Características de la cimentación presente en la edificación.....	44
2.4.7. Cálculo de las rigideces y amortiguamiento.....	45

2.4.8. Modelamiento y análisis estructural usando el software ETABS V22	59
2.5. Presentación de resultados	65
2.5.1. Periodos de vibración	66
2.5.2. Desplazamientos	68
2.5.3. Derivas.....	70
2.5.4. Fuerzas internas en los elementos estructurales.....	73
CAPÍTULO IV: ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	85
3.1. Análisis de resultados.	85
3.1.1. Periodos de vibración:	85
3.1.2. Desplazamientos:	85
3.1.3. Derivas:.....	86
3.1.4. Fuerzas internas de elementos estructurales:	87
3.1.5. Contrastación de hipótesis:	91
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	92
5.1. Conclusiones.	92
5.2. Recomendaciones.....	94
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95
ANEXOS	98

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factores de zona “Z”	14
Tabla 2: Factor de suelo “S”	15
Tabla 3: Períodos “TP” y “TL”	15
Tabla 4: Categoría de las edificaciones y factor "U"	16
Tabla 5: Relación del tipo de suelo con el coeficiente C0	26
Tabla 6: Determinación de los coeficientes λ, χ en función de los lados de la platea.....	28
Tabla 7: Principales características y bondades de los modelos dinámicos de interacción suelo–estructura utilizados	33
Tabla 8: Parámetros sísmicos	42
Tabla 9: Características del suelo de fundación.....	44
Tabla 10: Parámetros elásticos para varios tipos de suelo.	44
Tabla 11: Parámetros de rigidez del modelo dinámico D.D. Barkan-O.A. Savinov.	47
Tabla 12: Parámetros de rigidez y amortiguamiento-N.G. Shariya.....	50
Tabla 13: Parámetros de rigidez y amortiguamiento - A.E. Sargsian.....	54
Tabla 14: Parámetros de rigidez y amortiguamiento - Norma Rusa.....	58
Tabla 15: Valores de los periodos de vibración para los diferentes.	66
Tabla 16: Variación de los periodos de vibración.	67
Tabla 17: Resultados de los desplazamientos de la estructura en dirección X.....	68
Tabla 18: Resultados de los desplazamientos de la estructura en dirección Y.....	69
Tabla 19: Variación porcentual de los desplazamientos en dirección X.....	70
Tabla 20: Variación porcentual de los desplazamientos en dirección Y.....	70
Tabla 21: Resultados de las derivas de la estructura en dirección X.	70
Tabla 22: Resultados de las derivas de la estructura en dirección Y.	71
Tabla 23: Variación porcentual de las derivas en la dirección X.	72
Tabla 24: Variación porcentual de las derivas en la dirección Y.....	73
Tabla 25: Valores para la fuerza axial en la columna 25x75x25cm en dirección X.	73
Tabla 26: Valores para la fuerza axial en la columna 25x75x25cm en dirección Y.	74
Tabla 27: Valores para la fuerza cortante en la columna 25x75x25cm en dirección X.....	75
Tabla 28: Valores para la fuerza cortante en la columna 25x75x25cm en dirección Y.....	76
Tabla 29: Valores para el momento flector de la columna 25x75x25cm en dirección X.	77
Tabla 30: Valores para el momento flector de la columna 25x75x25cm en dirección Y.	78
Tabla 31: Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la columna 25x75x25cm - primer nivel en dirección X.....	79

Tabla 32: Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la columna 25x75x25cm - segundo nivel en dirección X.	79
Tabla 33: Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la columna 25x75x25cm - primer nivel en dirección Y.....	79
Tabla 34: Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la columna 25x75x25cm - segundo nivel en dirección Y.	80
Tabla 35: Valores para la fuerza cortante en la viga 25x50cm en dirección X.....	80
Tabla 36: Valores para la fuerza cortante en la viga 25x50cm en dirección Y.....	81
Tabla 37: Valores para el momento flector en la viga 25x50cm en dirección X.	82
Tabla 38: Valores para el momento flector en la viga 25x50cm en dirección Y.	82
Tabla 39: Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la viga 25x50cm - primer nivel en dirección X.....	83
Tabla 40: Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la viga 25x50cm - primer nivel en dirección Y.....	84

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Zonas sísmicas	13
Figura 2: Modelo de interacción suelo - zapata – estructura (Cimentación).....	20
Figura 3: Modelo dinámico de péndulo invertido.....	21
Figura 4: Interacción suelo-estructura planteada como losa rectangular	22
Figura 5: Modelo dinámico de Birulia, basado en elementos finitos.....	22
Figura 6: Modelo dinámico propuesto por Ukleba D.K.....	23
Figura 7: Modelo dinámico de cuerpo sólido con 6 grados de libertad	24
Figura 8: Modelo dinámico de D.D. Barkan – O.A. Savinov (Cimentación)	25
Figura 9: Modelo dinámico Norma Rusa (Cimentación).....	30
Figura 10: Ubicación de la I.E. N°17524 – San Agustín	37
Figura 11: Procedimiento metodológico para el desarrollo de la investigación.....	39
Figura 12: Espectro de diseño en la dirección X.	43
Figura 13: Espectro de diseño en la dirección Y.	43
Figura 14: Caracterización de propiedades de materiales-Concreto: $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$	60
Figura 15: Caracterización de propiedades de materiales-Albañilería: $f'_m = 65 \text{ kgf/cm}^2$...	60
Figura 16: Caracterización de propiedades de materiales-Acero: $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$	61
Figura 17: Modelación de elemento tipo columna: C2-(0.25X0.75X0.25).	61
Figura 18: Asignación de restricciones en la base para el modelo de base empotrada.....	63
Figura 19: Asignación de restricciones para el modelo dinámico D.D.Barkan-O.A.Savinov. 63	
Figura 20: Asignación de los valores de rigideces y amortiguamientos para el modelo dinámico D.D. Barkan-O.A. Savinov.	64
Figura 21: Asignación de restricciones para el modelo dinámico N.G. Shariya.	64
Figura 22: Asignación de los valores de rigideces y amortiguamientos para el modelo dinámico N.G. Shariya.	65
Figura 23: Comparación de los periodos de vibración para los diferentes modelos.	67
Figura 24: Comparación de los desplazamientos de la estructura en dirección X.	68
Figura 25: Comparación de los desplazamientos de la estructura en dirección Y.	69
Figura 26: Comparación de las derivas de la estructura en dirección X.....	71
Figura 27: Comparación de las derivas de la estructura en dirección Y.....	72
Figura 28: Comparación de los valores de la fuerza axial en la columna 25x75x25cm en dirección X.	73

Figura 29: Comparación de los valores de la fuerza axial en la columna 25x75x25cm en dirección Y.	74
Figura 30: Comparación de los valores para la fuerza cortante en la columna 25x75x25cm en dirección X.	75
Figura 31: Comparación de los Valores para la fuerza cortante en la columna 25x75x25cm en dirección Y.	76
Figura 32: Comparación de los valores para el momento flector de la columna 25x75x25cm en dirección X.....	77
Figura 33: Comparación de los valores para el momento flector de la columna 25x75x25cm en dirección X.....	78
Figura 34: Comparación de los valores para la fuerza cortante en la viga 25x50cm en dirección X.	80
Figura 35: Comparación de los valores para la fuerza cortante en la viga 25x50cm en dirección Y.	81
Figura 36: Comparación de los valores para el momento flector en la viga 25x50cm en dirección X.	82
Figura 37: Comparación de los valores para el momento flector en la viga 25x50cm en dirección Y.	83
Figura 38: Modelación de elemento tipo columna: C1-(0.50X0.50X0.25).	99
Figura 39: Modelación de elemento tipo columna: C3-(0.25X0.40).....	99
Figura 40: Modelación de elemento tipo viga: V-(0.25X0.50).	100
Figura 41: Modelación de elemento tipo viga: V-(0.25X0.35).	100
Figura 42: Modelación de elemento tipo viga: V-(0.25X0.40).	101
Figura 43: Modelación de elemento tipo viga: V-(0.25X0.615).	101
Figura 44: Modelación de elemento tipo viga: VCH1-(0.40X0.20).....	102
Figura 45: Modelación de elemento tipo viga: VB-(0.25X0.20).....	102
Figura 46: Modelación de elemento tipo viga: VB-(0.30X0.20).....	103
Figura 47: Modelación de elemento tipo viga: VB-(0.15X0.20).....	103
Figura 48: Modelación de elemento tipo viga: VV-(0.25X0.30-0.25X0.50).....	104
Figura 49: Modelación de elemento tipo losa: aligerado	104
Figura 50: Asignación de patrones de carga.....	105
Figura 51: Asignación de casos de carga.	105
Figura 52: Asignación de cargas a aplicar en losas (carga viva y carga muerta)- aulas.....	106
Figura 53: Asignación de cargas a aplicar en losas (carga viva y carga muerta)-corredor....	106

Figura 54: Asignación de cargas a aplicar en losas (carga viva y carga muerta)-azotea.	107
Figura 55: Espectro de respuesta para la dirección X.	107
Figura 56: Espectro de respuesta para la dirección Y.	108
Figura 57: Configuración de sismo dinámico modal espectral y método de análisis para la dirección X.	108
Figura 58: Configuración de sismo dinámico modal espectral y método de análisis para la dirección Y.	109
Figura 59: Combinación para verificación de derivas y desplazamientos.	109
Figura 60: Asignación de combinaciones de carga (0.9D+ S_X).	110
Figura 61: Asignación de combinaciones de carga (0.9D+ S_Y).	110
Figura 62: Asignación de combinaciones de carga (1.4D+1.7L).	111
Figura 63: Asignación de combinaciones de carga (1.25(D+L) + S_X).	111
Figura 64: Asignación de combinaciones de carga (1.25(D+L) + S_Y).	112
Figura 65: Asignación de combinaciones de carga (Envolvente).	112
Figura 66: Asignación de las restricciones para el modelo dinámico A.E. Sargsian.	113
Figura 67: Asignación de los valores de rigideces y amortiguamientos para el modelo dinámico A.E. Sargsian.	113
Figura 68: Asignación de las restricciones para el modelo dinámico Norma Rusa SNIP2.02.05-87.	114
Figura 69: Asignación de los valores de rigideces y amortiguamientos para el modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.	114

RESUMEN

Los eventos sísmicos de las últimas décadas han evidenciado que los análisis estructurales convencionales, basados en el supuesto de base rígida, no siempre representan adecuadamente el comportamiento real de las edificaciones frente a sismos severos. Ante esta problemática, la presente investigación analiza la influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento estructural del Módulo A de la I.E. Primaria y Secundaria N°17524 - San Agustín, ubicada en el distrito de Bellavista, provincia de Jaén, departamento de Cajamarca, dado que el análisis estructural convencional con base empotrada, permitido por la Norma Técnica E.030, constituye una idealización que puede no representar adecuadamente la respuesta sísmica real de edificaciones cimentadas sobre suelos deformables; a partir de ello, el objetivo general fue determinar la variación del comportamiento estructural de dicha edificación al incorporar la interacción suelo-estructura mediante diferentes modelos dinámicos, evaluando parámetros como los períodos de vibración, desplazamientos laterales, derivas de entrepiso y fuerzas internas de los elementos estructurales. Para ello, se desarrolló una investigación de enfoque cuantitativo y nivel descriptivo-comparativo, basada en el análisis dinámico lineal realizado con el software ETABS, considerando un modelo de referencia con base empotrada y cuatro modelos adicionales que incluyen la interacción suelo-estructura, empleando los modelos dinámicos de D.D. Barkan – O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian y la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, cuyos parámetros de rigidez y amortiguamiento fueron obtenidos a partir del Estudio de Mecánica de Suelos del Expediente Técnico. Los resultados muestran que la interacción suelo-estructura modifica de manera sustancial la respuesta dinámica del módulo, incrementando la flexibilidad global del sistema estructural y alterando la distribución de esfuerzos internos, con mayor incidencia en los elementos verticales; por lo tanto, se concluye que la incorporación de la interacción suelo-estructura, mediante los modelos dinámicos, en el análisis sísmico del Módulo A de la I.E. N°17524-San Agustín, genera variaciones superiores al 10 % en el comportamiento estructural respecto al modelo de base empotrada, las cuales se evidencian en los períodos de vibración, desplazamientos laterales y derivas.

PALABRAS CLAVES:

Interacción Suelo-Estructura, Modelos Dinámicos, Periodos De Vibración, Desplazamientos, Derivas.

ABSTRACT

Seismic events over recent decades have shown that conventional structural analyses, based on the rigid-base assumption, do not always adequately represent the real behavior of buildings under severe earthquakes. In this context, the present research analyzes the influence of soil–structure interaction on the structural behavior of Module A of Primary and Secondary School N°17524-San Agustín, located in the district of Bellavista, province of Jaén, department of Cajamarca, since the conventional structural analysis with fixed-base conditions, permitted by Technical Standard E.030, constitutes an idealization that may not adequately represent the actual seismic response of buildings founded on deformable soils. Accordingly, the general objective was to determine the variation in the structural behavior of this building by incorporating soil–structure interaction through different dynamic models, evaluating parameters such as vibration periods, lateral displacements, interstory drifts, and internal forces of the structural elements. To this end, a quantitative, descriptive-comparative research approach was adopted, based on linear dynamic analysis performed using the ETABS software, considering a reference fixed-base model and four additional models that include soil–structure interaction, employing the dynamic models of D.D. Barkan-O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian, and the Russian Standard SNIP 2.02.05-87, whose stiffness and damping parameters were obtained from the Soil Mechanics Study of the Technical File. The results show that soil–structure interaction substantially modifies the dynamic response of the module, increasing the overall flexibility of the structural system and altering the distribution of internal forces, with a greater impact on vertical elements; therefore, it is concluded that incorporating soil-structure interaction through dynamic models in the seismic analysis of Module A of School N°17524-San Agustín generates variations greater than 10% in structural behavior with respect to the fixed-base model, which are reflected in vibration periods, lateral displacements, and interstory drifts.

KEYWORDS:

Soil-Structure Interaction, Dynamic Models, Vibration Periods, Displacements, Drifts.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1.Planteamiento del problema.

A nivel internacional, el colapso del Edificio Alto Río en Concepción, Chile, durante el sismo de 2010 evidenció que los análisis estructurales convencionales pueden no predecir adecuadamente el comportamiento real de las edificaciones frente a sismos severos. Aunque los modelos indicaban que la estructura no era deficiente en resistencia global ni presentaba altas demandas de desplazamiento, el colapso ocurrió por fallas frágiles localizadas en el primer nivel, lo que pone de manifiesto las limitaciones de la modelación idealizada para captar mecanismos locales de falla (Song, Pujol, & Lepage, 2012).

A nivel nacional, el sismo de 2007 en Pisco y Chincha puso en evidencia el inadecuado desempeño sísmico de numerosas edificaciones, con daños severos y colapsos parciales asociados a deficiencias de diseño estructural, configuración irregular, errores constructivos y baja calidad de materiales, especialmente en el primer nivel. Estos eventos reales demostraron que el comportamiento observado de las estructuras durante el sismo no fue adecuadamente previsto por los criterios de análisis estructural empleados en su concepción, generando mecanismos locales de falla que comprometieron la seguridad estructural (San Bartolomé, 2008).

A nivel local, el sismo de magnitud 7.5 ocurrido el 28 de noviembre de 2021, con epicentro en Santa María de Nieva, ocasionó daños estructurales en diversas provincias de la región Cajamarca, afectando viviendas, establecimientos de salud e instituciones educativas. De acuerdo con el reporte preliminar del Centro de Operaciones de Emergencia Regional de Cajamarca, se registraron viviendas inhabitables y hogares afectados en las provincias de Jaén, San Ignacio, Cutervo, San Miguel, San Marcos, Celendín y Cajamarca. Asimismo, se reportaron daños en establecimientos de salud y en seis instituciones educativas, evidenciándose fisuración y afectaciones en elementos estructurales y no estructurales, lo que comprometió la funcionalidad y seguridad de estas edificaciones tras el evento sísmico (La República, 2021).

A nivel mundial, los eventos sísmicos han evidenciado que muchas edificaciones, en especial las de uso educativo, presentan un comportamiento estructural deficiente cuando no se consideran adecuadamente las condiciones reales del suelo de cimentación. Casos emblemáticos, como el colapso del Colegio Enrique Rébsamen en México tras el sismo de

2017, han demostrado que la omisión de factores como la interacción suelo-estructura puede incrementar significativamente la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones, ocasionando pérdidas humanas y materiales irreparables (Flores Azurza, 2023).

En el contexto peruano, esta problemática resulta especialmente crítica debido a que el país forma parte del Cinturón de Fuego del Pacífico, concentrando más del 85 % de la actividad sísmica mundial (Tavera, 2019). De acuerdo con la Norma Técnica E.030, gran parte del territorio nacional se encuentra expuesto a niveles significativos de peligro sísmico, lo que exige que las edificaciones esenciales, como las instituciones educativas, mantengan su operatividad y seguridad estructural incluso después de un sismo severo

Sin embargo, en la práctica profesional, el análisis estructural continúa realizándose mayoritariamente bajo el supuesto de una base rígida, despreciando la deformabilidad del suelo y su influencia en la respuesta dinámica de la estructura. Diversos estudios han demostrado que esta simplificación puede conducir a resultados poco realistas, subestimando desplazamientos, derivas y períodos de vibración, especialmente en edificaciones cimentadas sobre suelos deformables

Esta situación también se presenta en la región Cajamarca, específicamente en la provincia de Jaén, zona clasificada sísmicamente como Zona 2 ($Z = 0.25g$) según la NT E.030. En este contexto se encuentra la Institución Educativa Primaria y Secundaria N°17524 - San Agustín, cuya infraestructura fue construida hace aproximadamente seis años y que actualmente presenta agrietamientos visibles en algunos de sus elementos estructurales, evidenciando posibles deficiencias en su comportamiento estructural frente a acciones sísmicas

El Módulo “A” de dicha institución educativa, compuesto por dos niveles, representa un caso crítico de estudio debido a su condición de edificación esencial y a la necesidad de garantizar la seguridad de la población estudiantil. No obstante, su análisis estructural original no consideró explícitamente los efectos de la interacción suelo-estructura, lo cual genera incertidumbre sobre la verdadera respuesta sísmica del sistema estructural ante eventos sísmicos de mediana y alta intensidad.

Frente a esta problemática, surge la necesidad de evaluar en qué medida la incorporación de la interacción suelo-estructura, mediante diferentes modelos dinámicos, modifica el comportamiento estructural del Módulo “A” de la I.E. N°17524 - San Agustín, específicamente en términos de períodos de vibración, desplazamientos laterales, derivas de entrepiso y fuerzas internas. Esta evaluación permitirá obtener una representación más realista

del comportamiento estructural y contribuir a una toma de decisiones más segura y técnicamente fundamentada en el análisis y diseño sismorresistente de edificaciones educativas en zonas sísmicas similares.

1.2. Formulación del problema.

¿En cuánto varía el comportamiento estructural del Módulo A de la I.E. Primaria y Secundaria N°17524 - San Agustín, Bellavista, Jaén - Cajamarca al incorporar la interacción suelo-estructura utilizando diferentes modelos dinámicos?

1.3. Hipótesis de la investigación.

La incorporación de la interacción suelo-estructura mediante diferentes modelos dinámicos genera variaciones superiores al 10 % en la respuesta sísmica del Módulo “A” de la Institución Educativa Primaria y Secundaria N°17524-San Agustín, evidenciadas a través de cambios en los períodos de vibración, desplazamientos laterales, derivas de entrepiso y fuerzas internas de los elementos estructurales, en comparación con el modelo convencional de base rígida establecido por la NT E.030.

1.4. Justificaciones de la investigación.

La presente investigación se justifica desde el punto de vista técnico y práctico, ya que permite evaluar de manera comparativa la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de una edificación educativa, mediante la aplicación de diferentes modelos dinámicos, aportando una representación más realista del comportamiento estructural frente a acciones sísmicas. Si bien el análisis estructural convencional asume una base rígida conforme a lo permitido por la Norma Técnica E.030, dicho enfoque constituye una idealización que puede no reflejar adecuadamente la respuesta real de edificaciones cimentadas sobre suelos deformables, especialmente en términos de períodos de vibración, desplazamientos laterales, derivas de entrepiso y fuerzas internas. En ese sentido, los resultados obtenidos en esta investigación proporcionan criterios técnicos útiles para proyectistas estructurales, contribuyendo a una mejor toma de decisiones en el análisis y diseño sismorresistente de edificaciones educativas ubicadas en zonas sísmicas con suelos de rigidez media o baja.

Asimismo, la investigación se justifica normativamente, ya que complementa los criterios mínimos establecidos por la Norma Técnica E.030 sin contradecirlos, evidenciando la conveniencia de emplear modelos de análisis más refinados en edificaciones esenciales donde

el desempeño sísmico y la funcionalidad post-sismo son determinantes. Finalmente, desde el punto de vista social y académico, el estudio adquiere relevancia al centrarse en una institución educativa, contribuyendo a la seguridad de la población estudiantil y al fortalecimiento del conocimiento aplicado en ingeniería civil, sirviendo como referencia para futuras investigaciones relacionadas con la interacción suelo-estructura en edificaciones similares.

1.5. Alcances o delimitaciones de la investigación.

La presente investigación se desarrolla sobre el análisis estructural del Módulo “A” de la Institución Educativa Primaria y Secundaria N°17524-San Agustín, considerando su comportamiento estructural frente a cargas sísmicas mediante análisis dinámico. El estudio se realiza a partir de un modelo estructural convencional con base empotrada, el cual representa el enfoque tradicional permitido por la Norma Técnica E.030 y se adopta como modelo de referencia para la comparación de resultados.

Asimismo, se consideran cuatro modelos dinámicos adicionales que incorporan la interacción suelo-estructura calculando los coeficientes de rigidez y coeficientes de amortiguamiento, con el objetivo de evaluar su influencia en la respuesta sísmica de la edificación. Los parámetros necesarios para la aplicación de la metodología de interacción suelo-estructura fueron obtenidos del Estudio de Mecánica de Suelos elaborado como parte del Expediente Técnico, complementados con las tablas y formulaciones propias de los modelos de interacción utilizados. La comparación de resultados se realiza de manera individual entre cada modelo con interacción suelo-estructura y el modelo de base empotrada, permitiendo cuantificar las variaciones en los principales parámetros estructurales, tales como períodos de vibración, desplazamientos laterales, derivas de entrepiso y fuerzas internas.

La investigación no incluye el análisis no lineal del comportamiento estructural ni la evaluación del desempeño sísmico avanzado, enfocándose en el análisis dinámico lineal realizado mediante el software ETABS. Asimismo, no se evalúan aspectos constructivos, económicos ni de reforzamiento estructural, centrándose exclusivamente en el análisis comparativo del comportamiento estructural bajo diferentes condiciones de interacción suelo-estructura.

1.6. Limitaciones.

La presente investigación presenta limitaciones asociadas a la información disponible para el análisis estructural. Las propiedades mecánicas de los materiales estructurales, en

particular la resistencia a la compresión del concreto, fueron consideradas de acuerdo con los valores de diseño establecidos en el Expediente Técnico ($F'_c=210 \text{ kg/cm}^2$), no evaluándose la resistencia real del concreto existente mediante ensayos in situ.

De manera similar, los parámetros geotécnicos empleados en la modelación de la interacción suelo-estructura, tales como la capacidad portante del suelo, fueron obtenidos del Estudio de Mecánica de Suelos correspondiente al Expediente Técnico.

1.7.Objetivos.

1.7.1. Objetivo general:

- ✓ Determinar la variación del comportamiento estructural del Módulo A de la I.E. Primaria y Secundaria N°17524 - San Agustín, Bellavista, Jaén - Cajamarca al incorporar la interacción suelo-estructura utilizando diferentes modelos dinámicos.

1.7.2. Objetivos específicos:

- ✓ Determinar periodos de vibración, del Módulo A de la I.E. Primaria y Secundaria N°17524-San Agustín, obtenidas al ser analizadas solamente con los parámetros de la NT E.030 y el incluir modelos dinámicos de interacción suelo – estructura de D.D. Barkan – O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian y de la Norma Rusa.
- ✓ Determinar desplazamientos laterales, del Módulo A de la I.E. Primaria y Secundaria N°17524-San Agustín, obtenidas al ser analizadas solamente con los parámetros de la NT E.030 y el incluir modelos dinámicos de interacción suelo – estructura de D.D. Barkan – O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian y de la Norma Rusa.
- ✓ Determinar las derivas, del Módulo A de la I.E. Primaria y Secundaria N°17524-San Agustín, obtenidas al ser analizadas solamente con los parámetros de la NT E.030 y el incluir modelos dinámicos de interacción suelo – estructura de D.D. Barkan – O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian y de la Norma Rusa.
- ✓ Determinar las fuerzas internas de los elementos estructurales del Módulo A de la I.E. Primaria y Secundaria N°17524-San Agustín, obtenidas al ser analizadas solamente con los parámetros de la NT E.030 y el incluir modelos dinámicos de

interacción suelo – estructura de D.D. Barkan – O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian y de la Norma Rusa.

1.8.Organización del trabajo.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN. Contiene el contexto de la investigación, problema, justificación, alcances y objetivos.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO. Engloba los antecedentes teóricos de la investigación, bases teóricas y la definición de términos básicos.

CAPÍTULO III: MATERIALES Y METODOS. Describe los procedimientos llevados realizados, el análisis de los datos y la presentación de los resultados.

CAPÍTULO IV: ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS. Describe, explica y discute los resultados de la investigación.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

ANEXOS.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes teóricos.

1.1.1. Antecedentes internacionales.

Arancibia Abarca (2020), en su tesis “Estudio del efecto de la interacción suelo-estructura en edificios bajos de albañilería”, cuyo objetivo fue analizar la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de edificaciones bajas de albañilería, considerando el comportamiento conjunto del suelo, la fundación y la estructura frente a excitaciones sísmicas, incorporando la flexibilidad de la interfaz suelo-fundación y los efectos de amortiguamiento por radiación e histéresis del suelo. La metodología consistió en la modelación de una estructura representativa de albañilería de un piso mediante un sistema de un grado de libertad, evaluando dos condiciones de apoyo: base empotrada y base flexible. Para el caso de base flexible, se aplicaron dos enfoques: el método de subestructura, que representa la interacción suelo-fundación mediante resortes y amortiguadores, y el método de análisis directo, que incorpora el efecto del suelo a través de bordes artificiales absorbentes, tales como los bordes de Lysmer-Kuhlemeyer y los bordes TDOF. Asimismo, se consideraron distintos tipos de suelo (A, C y E), de acuerdo con la Norma Chilena NCh. 433, evaluando tanto el comportamiento elástico como el histórico del suelo. Para cada caso se construyeron espectros de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento, los cuales fueron comparados con el espectro de diseño correspondiente. Como resultados, el estudio evidenció que la interacción suelo-estructura genera un alargamiento del período fundamental de vibración, un incremento del amortiguamiento total del sistema estructural y una reducción de la demanda sísmica, efectos que se intensifican en suelos blandos, en estructuras de bajo período y cuando el período de vibración de la estructura es cercano al período dominante del suelo.

Tena Colunga (2019), en su artículo “Interacción Suelo-Estructura, Reflexiones sobre su importancia en la Dinámica respuesta de las Estructuras Durante Sismos”, recalca la importancia de los efectos de la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico y el diseño de estructuras es frecuentemente ignorada en todo el mundo. Si esta práctica de diseño no es lo suficientemente buena en suelos relativamente firmes pero deformables (suelos rellenos), es prácticamente inaceptable en el diseño sísmico de estructuras en suelos blandos, como los que se encuentran en la zona del lecho del lago de la Ciudad de México. Por lo tanto, en este artículo se ilustra que los efectos de la interacción suelo-estructura son de suma importancia incluso

para estructuras fundadas en suelos relativamente firmes con cimientos superficiales, para luego discutir su importancia relevante en suelos blandos.

Tejada Rodríguez (2019), en su tesis de maestría titulada “Efectos de interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de edificios altos”, realizada en Barcelona, cuyo objetivo fue estudiar la influencia de la interacción suelo-estructura (SSI) en la respuesta sísmica y en los resultados del diseño estructural de edificios altos, comparando la práctica convencional de modelación con base rígida frente a modelos que incorporan los efectos de la interacción suelo-estructura, considerando como variables el tipo de suelo y el tipo de fundación. La metodología consistió en la selección de una estructura de geometría regular pero asimétrica de 15 niveles, adecuada para el análisis y diseño conforme al Eurocódigo 8 (EC-08), la cual fue modelada bajo distintas variantes: base rígida (empotrada), base flexible modelada como losa de cimentación, base flexible modelada como zapatas aisladas, y un rediseño de la base flexible como losa de cimentación considerando explícitamente la SSI. Se evaluaron suelos de tipo C, D y E, y se aplicaron criterios de diseño por capacidad con el fin de garantizar la jerarquía de resistencias y evitar modos de falla frágil. Como resultados, el estudio evidenció que la consideración de la interacción suelo-estructura produce un aumento del período fundamental de vibración, debido a la reducción de la rigidez global del sistema suelo-estructura, así como un incremento del amortiguamiento total producto de la disipación de energía por radiación e histéresis del suelo. Estos efectos generan una reducción de la demanda sísmica, particularmente del cortante basal, siendo este comportamiento más pronunciado en suelos blandos. Asimismo, se observó que las derivas de entrepiso aumentan en los niveles inferiores y disminuyen en los superiores al considerar bases flexibles, y que la disminución de la demanda sísmica conlleva una reducción de las deformaciones residuales, aunque requiere especial cuidado en el diseño por ductilidad debido a la posible reducción del confinamiento en elementos estructurales.

1.1.2. Antecedentes nacionales.

Arquiñego Laulate & Velásquez Barrios (2020) , en su tesis titulada “Evaluación de la interacción suelo - estructura en una edificación de 4 pisos, en el distrito de Cercado de Lima”, el objetivo del estudio fue evaluar la respuesta estructural de una edificación aporticada de cuatro niveles considerando la flexibilidad de la base de la estructura, mediante la aplicación del modelo dinámico D.D. Barkan - O.A. Savinov, con el fin de analizar el efecto de la interacción suelo-estructura en comparación con el modelo convencional de empotramiento

perfecto. La metodología consistió en el cálculo de las rigideces del suelo correspondientes a un sistema de cimentación mediante zapatas aisladas, las cuales fueron incorporadas en los apoyos de la estructura para representar la interacción suelo–estructura; asimismo, se aplicaron los requerimientos de la Norma Técnica E.030 para la obtención del análisis dinámico mediante pseudoaceleraciones. El modelamiento estructural se realizó mediante el software ETABS 2016.2.1, desarrollándose dos esquemas de análisis: un modelo con interacción suelo–estructura y un modelo convencional con base empotrada. Como resultados, el estudio permitió comparar los períodos de vibración, los desplazamientos laterales y las derivas de entrepiso entre ambos modelos, evidenciándose que la incorporación de la flexibilidad de la base modifica la respuesta dinámica de la estructura, generando variaciones en los períodos de vibración libre y en las respuestas de desplazamiento y deriva de entrepiso respecto al modelo de empotramiento perfecto.

Anyaipoma Bendezu (2019), en su tesis titulada “Análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado considerando la interacción suelo-estructura. Palián. Huancayo”, donde su objetivo fue determinar cómo influye la interacción suelo-estructura en el análisis y diseño estructural. La investigación fue de carácter no experimental y descriptivo. Para esto, se modeló un edificio de cuatro pisos utilizando el programa ETABS, comparando los resultados de un modelo con base empotrada y otro con base flexible, aplicando la interacción suelo-estructura, utilizando los modelos dinámicos Winkler, Barkan – Savinov y La Norma Rusa. Se concluyó que la influencia es significativa en el análisis y diseño estructural, observándose un incremento en las derivas, desplazamientos, cortantes y períodos.

Escobar Montesinos (2019), en su tesis titulada “Análisis y diseño estructural con interacción suelo-estructura de una vivienda multifamiliar en 7 niveles”, donde el objetivo fue realizar tanto el análisis como el diseño estructural de un modelo que considerara la rigidez del suelo en el que se construirá la edificación, utilizando las investigaciones del Dr. Genner Villarreal Castro. Para esto, se modeló un edificio de 7 pisos con el programa ETABS 2015, comparando un modelo con base empotrada y otro con interacción suelo-estructura, utilizando los modelos dinámicos DD.Barkan-O.A. Savinov, La Norma Rusa y Winkler. Los resultados mostraron que la fuerza sísmica disminuye, el período fundamental de la estructura aumenta, los desplazamientos son mayores y la cuantía de acero en vigas, columnas y placas disminuye. Se concluyó que incluir la variable de interacción suelo-estructura produce un diseño más ajustado a la realidad.

1.1.3. Antecedentes locales.

Villanueva Arevalo (2023), en su tesis titulada "Influencia de la interacción suelo estructura en la respuesta estructural del módulo "C" y del módulo "D" de la edificación de turismo y hotelería de la Universidad Nacional de Cajamarca", determino que al comparar los resultados obtenidos considerando la RNE E030 del Modelo de Base Empotrada, y al considera el Diseño de Interacción de Suelo Estructura con el Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov. Los resultados obtenidos evidencian incrementos de hasta 206.55 % en los desplazamientos. Asimismo, al considerar la interacción suelo-estructura, los períodos estructurales aumentan hasta en 41.41 % y la masa participativa en 29.47 %. De igual forma, la deriva máxima registrada alcanza un valor de 0.0049 y el cortante basal presenta incrementos de hasta 36.72 %. En consecuencia, se confirma que la interacción suelo-estructura tiene una influencia significativa en el comportamiento estructural.

Bustamante Moreno (2021), en su tesis titulada "Comparación de los métodos de cálculo de interacción suelo estructura con la NTP E-0.30. 2018, al determinar la respuesta estructural de la torre II de la clínica Limatambo S.A.C Cajamarca", concluye que, al contrastar los modelos con interacción suelo–estructura frente a lo establecido en la Norma Técnica E.030-2018, el modelo que genera la mayor demanda estructural en la Torre II de la Clínica Limatambo S.A.C. – Cajamarca es el correspondiente al modelo A.E. Sargsian, de acuerdo con la verificación de la hipótesis planteada. Asimismo, se establece que la consideración de la interacción suelo–estructura incide directamente en el comportamiento estructural y en la respuesta modal de la edificación. Al comparar el modelo con base empotrada con aquellos que incorporan la interacción suelo–estructura, se observa que el período correspondiente al primer modo de vibración se incrementa en 36.40 % para el modelo A.E. Sargsian respecto al caso de base rígida, mientras que el porcentaje de masa participativa para el primer modo presenta un aumento de 55.41 % en el mismo modelo. En el análisis sísmico estático, conforme a la Norma Técnica E.030, al incorporar la interacción suelo–estructura se registra una disminución del cortante basal de hasta 70.85 % y 67.27 % en las direcciones X e Y, respectivamente, para el modelo N.G. Shariya. Asimismo, se identifica un incremento de los desplazamientos máximos en el último nivel de hasta 31 % en comparación con el modelo de base empotrada, así como un aumento de las derivas, alcanzando valores de hasta 0.0071 según el criterio del ASCE/SEI 41-17 y 0.0073 para el modelo A.E. Sargsian, superando el límite máximo de 0.007 establecido en la Norma Técnica E.030.

Finalmente, en el análisis dinámico modal espectral, conforme a la Norma Técnica E.030, la inclusión de la interacción suelo–estructura genera un incremento del cortante basal de hasta 63.17 % para el modelo crítico A.E. Sargsian. De igual manera, se registran aumentos en los desplazamientos máximos de hasta 80.98 % respecto al modelo con base empotrada, así como incrementos en las derivas, alcanzando un valor de 0.0073 en la dirección Y para el modelo A.E. Sargsian.

Tasilla Villanueva (2018), en su tesis titulada "Efecto de la interacción suelo - estructura en el comportamiento estructural, del sector "E" del Hospital Regional de Cajamarca considerando diferentes tipos de suelos, Cajamarca – 2017", tuvo como objetivo evaluar y comparar el comportamiento estructural del sector "E" del Hospital Regional de Cajamarca mediante un análisis convencional con base empotrada y un análisis que incorpora los efectos de la interacción suelo–estructura bajo diferentes tipos de suelo. La metodología consistió en un análisis estructural comparativo utilizando el software ETABS 2016 (versión educacional), considerando la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E.030 (2016) y criterios complementarios de evaluación sísmica establecidos en FEMA 440. Se modelaron cinco casos estructurales: un modelo convencional con base empotrada y cuatro modelos con interacción suelo–estructura correspondientes a suelo roca dura, suelo muy rígido, suelo intermedio y suelo blando, evaluándose la respuesta estructural frente al espectro de diseño, con énfasis en el análisis de las derivas de entrepiso. Los resultados evidenciaron que la inclusión de la interacción suelo–estructura produce incrementos significativos de las derivas respecto al modelo convencional, alcanzando aumentos del 66.67 % en la dirección X y 80.00 % en Y para suelo roca dura; 125.00 % en X y 88.24 % en Y para suelo muy rígido; 471.43 % en X y 395.00 % en Y para suelo intermedio; y hasta 1246.67 % en X y 1057.14 % en Y para suelo blando, concluyéndose que la interacción suelo–estructura influye de manera considerable en el comportamiento estructural, siendo este efecto más crítico a medida que disminuye la rigidez del suelo.

1.2.Bases teóricas.

1.2.1. Sismos.

Son movimientos vibratorios del terreno generados por la liberación repentina de energía acumulada en los límites de las placas tectónicas. Estas placas, al converger y ejercer esfuerzos de compresión entre sí, acumulan tensiones hasta superar la resistencia del material

rocoso; en ese momento ocurre una fractura súbita que libera la energía almacenada, originando el fenómeno sísmico (Flores Azurza, 2023).

1.2.2. Ondas sísmicas.

Las ondas sísmicas son las encargadas de transmitir parte de la energía liberada en el foco durante un terremoto. Estas se clasifican en dos tipos principales: ondas internas o de volumen y ondas superficiales. Las ondas internas se propagan a través de las capas profundas de la Tierra y se dividen en dos categorías: ondas P (primarias) y ondas S (secundarias), denominadas así por ser las primeras y segundas en registrarse en una estación sísmica. Las ondas P son de tipo longitudinal y generan variaciones en el volumen del material sin alterar su forma, mientras que las ondas S son transversales y producen deformaciones en la forma sin modificar el volumen (Herráiz Sarachaga, 1997).

1.2.3. Comportamiento sísmico.

Dentro del análisis estructural, el comportamiento sísmico se conceptualiza como la manera en que una estructura reacciona frente a la demanda sísmica, expresada en términos de deformaciones y desplazamientos, que presenta una edificación o infraestructura frente a movimientos sísmicos de diversa intensidad. Esta respuesta depende de varios parámetros como la zona sísmica, el parámetro de sitio, los períodos, característicos del suelo, el factor de amplificación sísmica, la categoría de uso y el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas, los cuales determinan la forma en que la estructura reacciona ante la acción del sismo (Flores Azurza, 2023).

1.2.4. Evaluación estructural.

La evaluación de la condición estructural de una edificación se define como el proceso mediante el cual se recopila y analiza información relevante con la finalidad de determinar el estado real de los sistemas resistentes de la estructura, aplicando metodologías sistemáticas y con sustento científico. Son diversas las razones por la cual una estructura es sometida a evaluación estructural tales como: ampliaciones, modificaciones, cambios en las condiciones de uso, eventos sísmicos, incendios, fallas geotécnicas entre otros. (Matamala Parra, 2021)

la evaluación estructural se lleva a cabo de acuerdo con los lineamientos vigentes, tales como los E.020 para determinar cargas permanentes y sobrecargas, E.030 para el diseño sismorresistente, E.050 para suelos y cimentaciones, E.060 para elementos en concreto armado y E.070 para albañilería.

1.2.5. Diseño sismorresistente.

1.2.5.1. Normatividad.

La investigación se rige por la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobada mediante la Resolución Ministerial N°355-2018 - Vivienda.

1.2.5.2. Filosofía y principios del diseño sismorresistente.

Según la Norma Técnica E.030 consiste en:

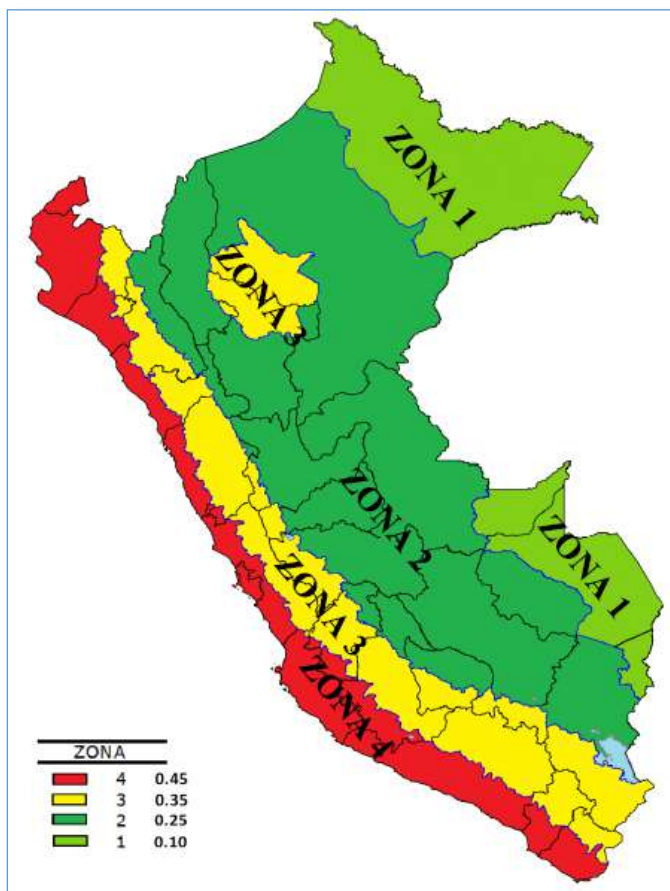
- Evitar pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

1.2.5.3. Zonificación.

Según Norma Técnica E.030, el territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la **Figura 1**.

Figura 1:

Zonas sísmicas



Nota: Norma Técnica E.030-2018

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N°01. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de las aceleraciones de la gravedad (Norma Técnica E.030, 2018).

Tabla 1:

Factores de zona “Z”

FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Nota: Norma Técnica E.030-2018

1.2.5.4. Condiciones geotécnicas.

Norma Técnica E.030 (2018), los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s), alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u), para suelos cohesivos. Los tipos de perfiles son cinco:

- Perfil Tipo S_0 =Roca Dura.
- Perfil Tipo S_1 =Roca o Suelos Muy Rígidos.
- Perfil Tipo S_2 =Suelos Intermedios.
- Perfil Tipo S_3 =Suelos Blandos.
- Perfil Tipo S_4 =Condiciones Excepcionales.

1.2.5.5. Parámetros de sitio (S, T_P y T_L).

Se considera el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos T_P y T_L dados en las siguientes tablas, según la Norma Técnica E.030

Tabla 2:*Factor de suelo “S”*

FACTOR DE SUELO “S”				
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
SUELO				
ZONA				
Z₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Nota: Norma Técnica E.030-2018**Tabla 3:***Períodos “TP” y “TL”*

PERÍODOS “T _P ” y “T _L ”				
	Perfil de Suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T_P(S)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L(S)	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota: Norma Técnica E.030-2018**1.2.5.6. Factor de amplificación sísmica (C).**

Según Norma Técnica E.030, Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo. De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right)$$

Donde T es el periodo fundamental

1.2.5.7. Categoría de las edificaciones y factor de uso (U).

Según Norma Técnica E.030, lo clasifica de acuerdo a las categorías indicadas en la siguiente tabla:

Tabla 4:

Categoría de las edificaciones y factor "U"

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
Edificaciones Esenciales	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: -Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. -Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. -Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. -Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. -Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. -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.	1,5
B	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.	1,3
Edificaciones Importantes	También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	
C	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
Edificaciones Comunes		
D	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2
Edificaciones Temporales		

Nota: Norma Técnica E.030-2018

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1,5 (Norma Técnica E.030, 2018).

Nota 2: En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista (Norma Técnica E.030, 2018).

1.2.5.8. Sistemas estructurales.

– Estructuras de concreto armado:

- Pórticos. Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos se diseñan para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez (Norma Técnica E.030, 2018).
- Muros Estructurales. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base (Norma Técnica E.030, 2018).
- Dual. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros es mayor que 20% y menor que 70% del cortante en la base del edificio (Norma Técnica E.030, 2018).
- Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL). Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos (Norma Técnica E.030, 2018).

– Estructuras de albañilería:

- Edificaciones cuyos elementos sismorresistentes son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o concreto. Para efectos de esta Norma no se hace diferencia entre estructuras de albañilería confinada o de albañilería armada (Norma Técnica E.030, 2018).

1.2.5.9. Tipos de apoyo estructural:

Un apoyo o soporte estructural se define como un elemento que contribuye a la transmisión de las cargas provenientes de otros elementos de la estructura. Existen diversos tipos de apoyos, cada uno con reacciones características y aplicaciones específicas según el sistema estructural y sus condiciones de trabajo. Los apoyos constituyen un componente fundamental, ya que controlan el modo en que las fuerzas se transfieren desde la estructura hacia el terreno de cimentación. En función de sus características, cada tipo de apoyo cumple un rol particular en la estabilidad y resistencia global de la estructura (CYPE Perú, s.f.).

Los diferentes tipos de apoyos utilizados en estructuras son:

- **Apoyo móvil o rodillo:**

Los apoyos de rodillos permiten el giro y el desplazamiento del elemento estructural a lo largo de la superficie de contacto. Dicha superficie puede disponerse de forma horizontal, vertical o inclinada en cualquier ángulo. La incorporación de este tipo de apoyos en uno de los extremos de la estructura tiene como finalidad permitir la expansión y contracción del tablero, principalmente por efectos de variaciones térmicas. En ausencia de apoyos móviles, podrían generarse daños severos en los extremos de estructuras como los puentes. Los apoyos de rodillos desarrollan una única reacción, la cual actúa de manera perpendicular a la superficie de apoyo, sin capacidad para resistir acciones laterales; por ello, únicamente transmiten cargas verticales (CYPE Perú, s.f.).

- **Apoyo fijo:**

El apoyo articulado es un tipo de soporte que resiste acciones horizontales y verticales, pero no es capaz de transmitir momento flector. Este tipo de apoyo presenta dos reacciones, una horizontal y otra vertical, lo que impide la traslación del elemento estructural en cualquier dirección, aunque permite su rotación. En este sistema, la rotación se encuentra habilitada en un plano, mientras que se restringe en otros, motivo por el cual también se le denomina apoyo de bisagra. Ejemplos representativos de este comportamiento se observan en elementos cotidianos como las puertas y ventanas, así como en las articulaciones de la rodilla, donde se permite el giro, pero se limita el desplazamiento. Mediante las ecuaciones de equilibrio estático es posible determinar las componentes de las reacciones horizontal y vertical (CYPE Perú, s.f.).

– **Apoyo empotrado:**

El apoyo empotrado es un tipo de soporte capaz de resistir acciones horizontales, verticales y momentos flectores. Este tipo de condición de apoyo restringe tanto los desplazamientos como la rotación del elemento estructural, proporcionando un grado de empotramiento total. Debido a estas restricciones, los apoyos empotrados, también denominados apoyos rígidos, confieren una mayor rigidez y estabilidad global a la estructura en comparación con otros tipos de soportes (CYPE Perú, s.f.).

1.2.6. Interacción suelo-estructura.

La interacción suelo-estructura se refiere al análisis y estudio de cómo las estructuras y los suelos interactúan entre sí bajo diferentes condiciones de carga y ambiente. Este método es crucial en el diseño y construcción de edificaciones, puentes, presas y otras infraestructuras, ya que la respuesta del suelo puede influir significativamente en el comportamiento estructural y viceversa.

Un enfoque más afín a los procedimientos de la ingeniería vincula el análisis estructural con ciertos parámetros de rigidez del sistema de cimentación, los cuales se establecen a partir de estudios experimentales o metodologías teórico-experimentales que consideran la naturaleza ondulatoria de la excitación sísmica. La deformabilidad del suelo de apoyo se manifiesta en los períodos, frecuencias y modos propios de vibración de las estructuras, influyendo directamente en la intensidad de las fuerzas sísmicas que estas desarrollan. En términos generales, esta temática ha sido abordada de manera limitada, por lo que continúa siendo un ámbito de investigación abierto. La inclusión de la flexibilidad del suelo de cimentación permite definir con mayor precisión el modelo de análisis estructural y favorece una redistribución más adecuada de los esfuerzos internos. Asimismo, la interacción suelo-estructura es ampliamente aplicada en la práctica profesional y constituye un campo en constante desarrollo dentro de la ingeniería sísmica, siendo el presente estudio un aporte para la actualización de los métodos de análisis de edificaciones con zapatas aisladas (Villarreal Castro G. A., 2020).

1.2.6.1. Modelos dinámicos de interacción suelo-estructura.

Como se desprende de la idea principal de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, es la correspondiente asignación de los coeficientes de rigidez, que determinan la condición real de interacción suelo-cimentación, según (Villarreal Castro G. A., 2020):

$$\begin{aligned} R_a &= K_a u_a \\ R_{\varphi a} &= K_{\varphi a} \varphi_a \end{aligned} \quad a = x, y, z)$$

Donde:

R_a : Fuerzas de reacción (T)

$R_{\phi a}$: Momento de reacción (T.m)

K_z : Coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme (T/m)

K_x, K_y : Coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme (T/m)

$K_{\phi x}, K_{\phi y}$: Coeficientes de rigidez de desplazamientos elástica no uniforme (T/m)

$K_{\phi z}$: Coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico no uniforme (T.m)

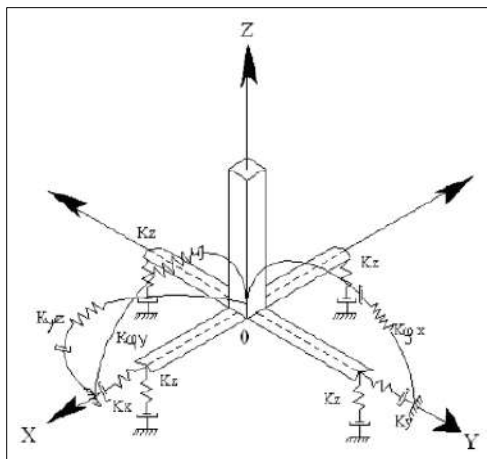
u_a : Desplazamiento lineal (m)

ϕ_a : Desplazamiento angular

En particular, el carácter espacial del trabajo del armazón estructural permite la posibilidad del surgimiento de vibraciones torsionales en las columnas, quedando el esquema espacial de cálculo el mostrado en la figura 2, donde “0” es el centro de rigidez de la cimentación. También se analiza la posibilidad de considerar el amortiguamiento, dado por los parámetros de amortiguación relativa o por los módulos de amortiguación. De esta manera, las vibraciones pueden ser descritas parcialmente por: vibraciones verticales; vibraciones horizontales; vibraciones horizontal-rotacionales; vibraciones rotacionales alrededor del eje vertical.

Figura 2:

Modelo de interacción suelo - zapata – estructura (Cimentación)



Nota: Villarreal Castro G. A., 2020

El modelo de cálculo de la Figura 2 debe ser corregido, para el caso de la acción sísmica, bajo los siguientes principios:

- La cimentación debe ser analizado como un cuerpo absolutamente rígido.
- En el sistema dinámico suelo-estructura, la cimentación debe ser descrita como una masa puntual en el centro de gravedad de la cimentación.

- En calidad de acción externa actúa el efecto sísmico. Para hacer más fácil el esquema de cálculo, puede ser descrito en forma de un vector espacial $V(t)$, actuante en el centro de gravedad de la cimentación. Como esta acción es cinemática, se da en forma de un oscilograma de aceleraciones.

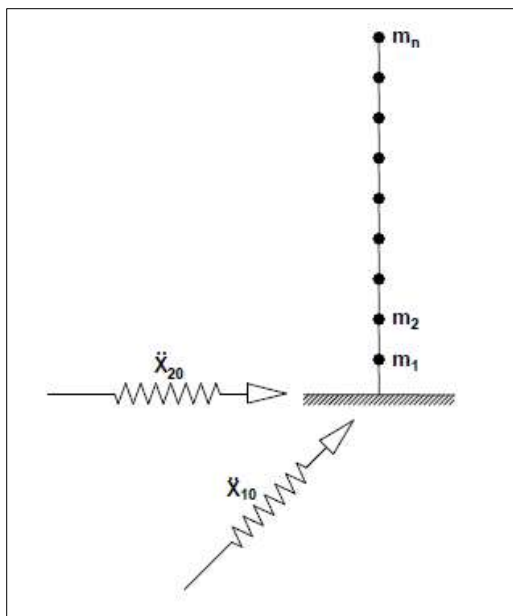
En la práctica, mayormente se dan los datos de un componente de desplazamientos o aceleraciones en el plano horizontal. Por ello, en los cálculos sísmicos el componente externo, se da en forma de vector, actuante en el plano horizontal.

A continuación se describen otros modelos dinámicos:

En las normas de Rusia, EEUU y de otros países se usa el modelo de péndulo invertido sin peso, con masas puntuales a nivel de entresijos y empotrado en la base (suelo), el cual puede comunicar a la estructura la acción sísmica externa en dos direcciones mutuamente perpendiculares $\ddot{X}_{10}$ y $\ddot{X}_{20}$ (fig. 3). Este modelo presenta las siguientes insuficiencias: se pierde la posibilidad de descripción de diversos efectos dinámicos del trabajo real de la estructura; no se muestra el sentido físico de la interacción suelo-estructura. Debido a las deformaciones y desplazamientos del suelo que interactúa con la estructura, así como debido a la deformación de los primeros niveles de ciertas construcciones, la acción sísmica que está sometido la estructura se diferencia del movimiento sísmico del suelo (Villarreal Castro G., 2009).

Figura 3:

Modelo dinámico de péndulo invertido

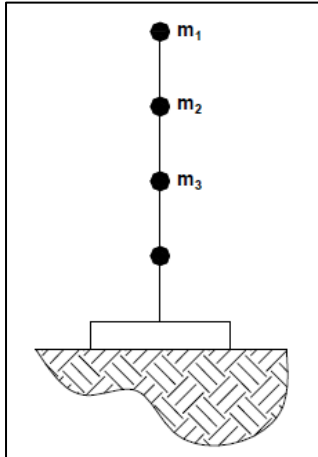


Nota: Villarreal Castro G., 2009

En la conferencia de Kobori T. y otros (Japón), la interacción suelo-estructura fue planteada en forma de una losa rectangular (fig. 4); se consideró que la losa de cimentación se desplaza por el suelo y gira alrededor del plano vertical, así como parcialmente se puede despegar de la superficie del terreno (Villarreal Castro G., 2009).

Figura 4:

Interacción suelo-estructura planteada como losa rectangular

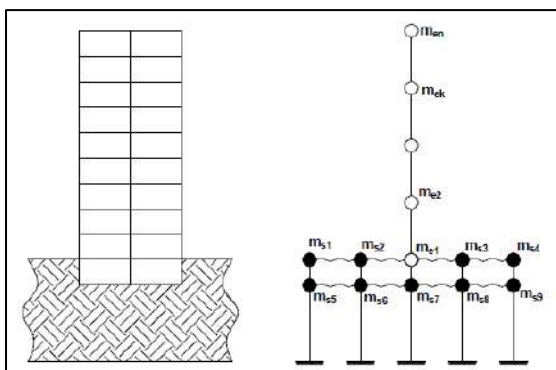


Nota: Villarreal Castro G., 2009

En el trabajo de Birulia D.N. (Rusia), basado en el método de elementos finitos con la ayuda de IBM M-220M, se investigó las reacciones dinámicas de una edificación rígida (edificio multifamiliar de grandes paneles de serie 1-464AC), considerando la interacción suelo-estructura. La edificación se modeló en forma de una placa deformable, dividida en elementos finitos, en cuyos nudos se concentraron masas puntuales (problema lineal geométrico). La base de fundación se modeló en forma análoga a una losa. Ambas estructuras se unieron elásticamente (fig. 5), siendo sometidas a la acción sísmica aproximada de una parte del acelerograma S69°E del sismo Taft (California, 1952) (Villarreal Castro G., 2009).

Figura 5:

Modelo dinámico de Birulia, basado en elementos finitos

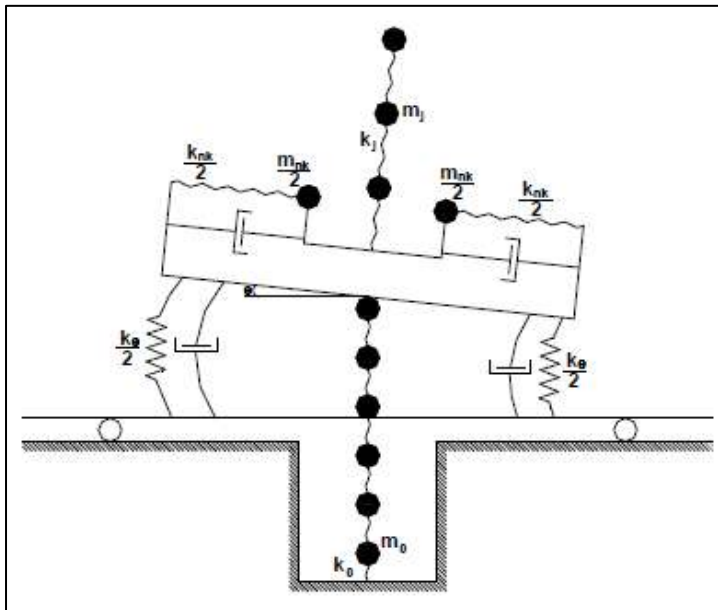


Nota: Villarreal Castro G., 2009

En el trabajo de Ukleba D.K. (Uzbekistán) se propuso el modelo de cálculo (fig. 6), que considera la deformación conjunta elasto-plástica de la estructura y el suelo de fundación ante la acción sísmica. Se denomina genérico a este tipo de modelos y viene a ser la prolongación del desarrollo del modelo de péndulo invertido con masas puntuales. Este modelo en cierto modo considera los desplazamientos horizontales del estrato de suelo (Villarreal Castro G., 2009).

Figura 6:

Modelo dinámico propuesto por Ukleba D.K.

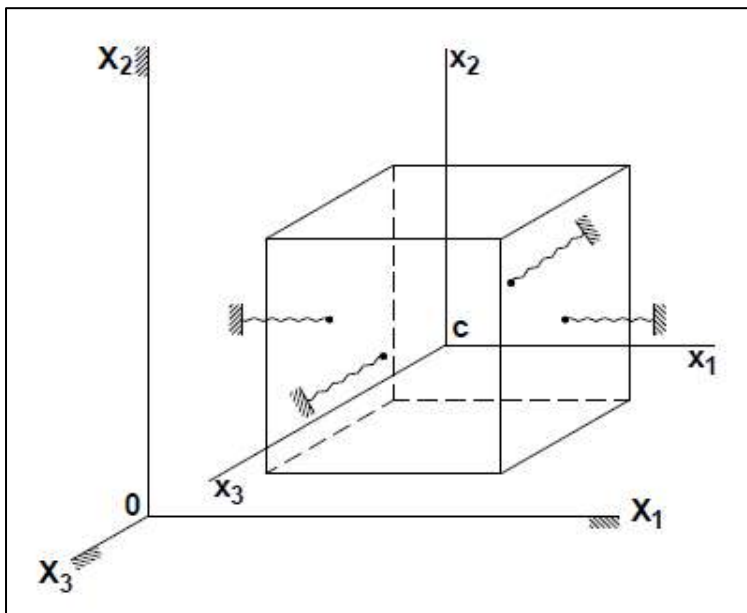


Nota: Villarreal Castro G., 2009

La calidad de los trabajos de Nikolaenko N.A. y Nazarov Yu.P., se consideran como un nuevo paso en la creación de nuevos modelos de cálculo. Ellos propusieron como base del modelo de cálculo un cuerpo sólido con 6 grados de libertad (fig. 7). Tal propuesta describe claramente las vibraciones de desplazamiento y giro, así como los efectos dinámicos del trabajo espacial de la estructura. Por ejemplo, los desplazamientos finitos y ángulos de giro (no-linealidad geométrica) no son artificios, sino que se obtienen por el movimiento del mismo modelo. Basándonos en dicho modelo de cálculo, se puede describir en forma unificada el movimiento de la estructura, considerando o no el desplazamiento del suelo de fundación (Villarreal Castro G., 2009).

Figura 7:

Modelo dinámico de cuerpo sólido con 6 grados de libertad



Nota: Villarreal Castro G., 2009

El problema de la consideración de las propiedades del suelo en el cálculo de edificios ante la acción sísmica, tiene como objetivo la determinación de las perturbaciones cinemáticas sísmicas, que surgen consecuentemente en la edificación (Villarreal Castro G., 2009).

La interacción sísmica suelo-estructura, se resuelve, fundamentalmente introduciendo los coeficientes de rigidez del suelo en las direcciones horizontal, vertical y giros respecto a los mismos ejes (Villarreal Castro G., 2009).

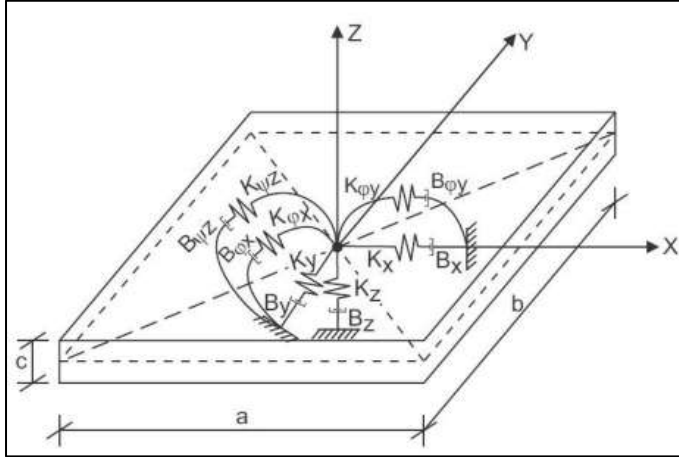
La modernización de los métodos de cálculo de interacción suelo-estructura está dada por la consideración inercial del suelo de fundación, esto es por la masa del suelo unido a la edificación (Villarreal Castro G., 2009).

Para el desarrollo de la investigación se emplearon los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura de D.D. Barkan-O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian y la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, por tratarse de formulaciones ampliamente reconocidas para representar la respuesta dinámica del sistema suelo-cimentación-estructura. Estos modelos permiten incorporar la deformabilidad del suelo mediante coeficientes equivalentes de rigidez y amortiguamiento, obtenidos a partir de las propiedades geotécnicas del terreno, resultando adecuados para evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de edificaciones.

2.2.6.1.1. Modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov.

Figura 8:

Modelo dinámico de D.D. Barkan – O.A. Savinov (Cimentación)



Nota: Villarreal Castro G., 2009

Este modelo utiliza las siguientes expresiones que se detallan a continuación, para determinar los coeficientes de rigidez.

$$\begin{aligned} K_x &= K_y = C_x A \\ K_z &= C_z A \\ K_{\phi x} &= C_{\phi x} I_x \\ K_{\phi y} &= C_{\phi y} I_y \end{aligned}$$

Donde:

$C_z, C_{\phi x}, C_{\phi y}$: Coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme (T/m^3)

C_x : Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme (T/m^3)

A : Área de la base de la platea de cimentación (m^2)

I : Momento de inercia de la base de cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración (m^4)

La forma final para determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento (T/m^3) de la base en el modelo D.D. Barkan - O.A. Savinov son:

$$\begin{aligned} C_x &= D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \\ C_z &= C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \\ C_{\phi x} &= C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \end{aligned}$$

$$C_{\phi y} = C_0 \left[1 + \frac{2(b + 3a)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

Donde:

C_0 : Coeficientes determinado a través de ensayos experimentales para $\rho_0 = 0,2 \text{ kg/cm}^2$ o por la Tabla 5.

a, b : Dimensiones de la cimentación en los ejes X e Y , respectivamente.

Δ : Coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1 \text{ m}^{-1}$.

A : Área de la platea de cimentación.

ρ : Presión estática, que se determina por la siguiente fórmula.

$$\rho = \frac{P_{\text{edificio}} + P_{\text{platea}}}{A_{\text{platea}}}$$

Siendo:

P_{edificio} : Peso del edificio.

P_{platea} : Peso de la platea de cimentación.

A_{platea} : Área de la platea de cimentación.

Para el coeficiente D_0 , se puede utilizar la siguiente fórmula empírica:

$$D_0 = \frac{1 - \mu}{1 - 0,5\mu} \cdot C_0$$

Donde:

μ : Coeficiente de Poisson del suelo.

Valores del coeficiente C_0 , de acuerdo al tipo de suelo de la base de fundación, el cual se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 5:

Relación del tipo de suelo con el coeficiente C_0

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	$C_0 (\text{kg/cm}^3)$
S0	Roca dura	Roca sana con velocidad de ondas de corte $\bar{V}_s > 1500 \text{ m/s}$	4,0
S1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena dura ($I_L < 0$)	3,0
		Arena compacta ($I_L < 0$)	2,2
		Cascajo, grava arenosa densa, canto rodado, arena muy densa	2,6
S2	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0.25 < I_L \leq 0.5$)	2,0
		Arena plástica ($0 < I_L \leq 0.5$)	1,6
		Arena polvorosa medio densa y densa	1,4

		($e > 0,80$)	
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1,8
S3	Suelos blandos	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0,5 < I_L \leq 0,75$)	0,8
		Arena plástica ($0,5 < I_L \leq 1$)	1,0
		Arena Polvorosa, saturada, porosa ($e > 0,80$)	1,2
S4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0,75$)	0,6
		Arena movediza ($I_L > 1$)	0,6

Nota: Villarreal Castro G. , 2009

2.2.6.1.2. Modelo N.G. Shariya.

Según (Villarreal Castro G. , 2017), el modelo dinámico fue basado en el contacto dinámico de modelos inerciales de interacción suelo-plata de cimentación y en la determinación de expresiones aproximadas, obtuvo los coeficientes de rigidez, expresados en la siguiente fórmula:

$$K_x = K_y = \frac{\rho C_2^2}{\lambda(1 - \mu^2)} \cdot \sqrt{A}$$

$$K_z = \frac{(1 - 2\mu)\rho C_1^2}{\lambda(1 - \mu)^2} \cdot \sqrt{A}$$

$$K_{\phi x} = \frac{(1 - 2\mu)\rho C_1^2}{\chi(1 - \mu)^2} \cdot \frac{I_x}{\sqrt{A}}$$

$$K_{\phi y} = \frac{(1 - 2\mu)\rho C_1^2}{\chi(1 - \mu)^2} \cdot \frac{I_y}{\sqrt{A}}$$

$$K_{\psi z} = \frac{(1 - 2\mu)\rho C_1^2}{\chi(1 - \mu)^2} \cdot \frac{I_z}{\sqrt{A}}$$

Las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se determina por la siguiente fórmula:

$$B_x = B_y = \rho C_2 A$$

$$B_z = \rho C_1 A$$

$$B_{\phi x} = \rho C_1 I_x$$

$$B_{\phi y} = \rho C_1 I_y$$

$$B_{\psi z} = \rho C_1 I_z$$

Donde:

λ, χ : Coeficientes determinados por la tabla que esta a continuación y dependientes de los lados de la platea.

ρ : Densidad del suelo de fundación.

μ : Coeficiente de Poisson del Suelo de fundación.

C_1 = Velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación.

C_2 = Velocidad de propagación de las ondas transversales en el suelo de fundación.

A : Área de la platea de cimentación.

I_x, I_y : Momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y.

I_z : Momento de inercia de la platea de cimentación respecto al eje vertical Z (Momento Polar de Inercia).

Tabla 6:

Determinación de los coeficientes λ, χ en función de los lados de la platea.

Relación lado mayor/lado menor	λ	χ
1	0,88	0,35
3	0,84	0,24
5	0,77	0,18
10	0,67	0,13

Nota: Villarreal Castro G., 2017

2.2.6.1.3. Modelo A.E. Sargsian.

Según (Villarreal Castro G. , 2009), el modelo dinámico A.E. SARGSIAN fue elaborado para utilizarlo con fines académicos, pero para la interacción suelo-estructura A.E. Sargsian y A.A. Napajetian elaboraron otro modelo dinámico.

Modelo dinámico de interacción suelo-estructura que consiste en para poder obtener las rigideces de la base de fundación $K_z, K_\phi, K_x; K_{\phi x}, K_{\phi y}, K_{\phi z}$; que se determinan por la siguiente fórmula:

$$K_x = K_y = \frac{28,8\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(7-8\mu)} \cdot \sqrt{A}$$

$$K_z = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \sqrt{A}$$

$$K_{\varphi x} = \frac{8,52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \frac{I_x}{\sqrt{A}}$$

$$K_{\varphi y} = \frac{8,52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \frac{I_y}{\sqrt{A}}$$

$$K_{\psi z} = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \frac{I_z}{\sqrt{A}}$$

Dónde:

ρ : Densidad del suelo de fundación.

μ : Módulo de Poisson del suelo de fundación.

C_1 : Velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo.

C_2 : Velocidad de propagación de las ondas transversales en el suelo.

A : Area de la base de fundación.

Las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se determinan por la siguiente fórmula:

$$B_x = B_y = \frac{18,24(1-\mu)\rho C_2}{\pi(7-8\mu)} \cdot A$$

$$B_z = \frac{3,4\sqrt{1-2\mu} \cdot \rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot A$$

$$B_{\varphi x} = \frac{1,6\sqrt{1-2\mu} \cdot \rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot I_x$$

$$B_{\varphi y} = \frac{1,6\sqrt{1-2\mu} \cdot \rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot I_y$$

$$B_{\psi z} = \frac{3,4\sqrt{1-2\mu} \cdot \rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot I_z$$

Dónde:

ρ : Densidad del suelo de fundación.

μ : Coeficiente de Poisson del suelo de fundación.

C_1 : Velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación

C_2 : Velocidad de propagación de las ondas transversales en el suelo de fundación.

A : Área de la platea de cimentación.

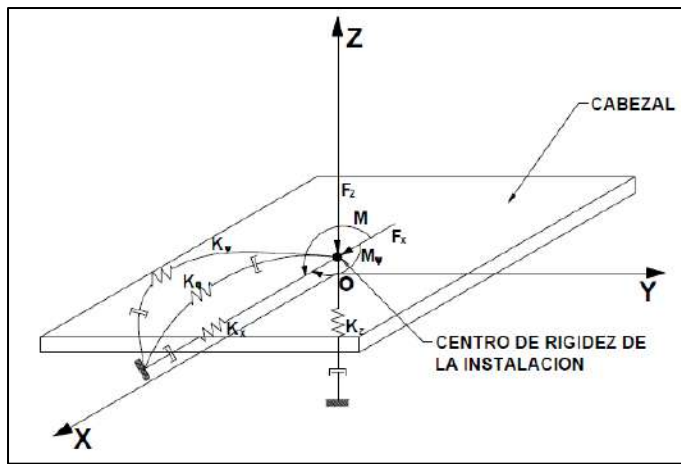
I_x, I_y : Momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y .

I_z : Momento de inercia de la platea de cimentación respecto al eje vertical Z
(Momento polar de inercia).

2.2.6.1.4. Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

Figura 9:

Modelo dinámico Norma Rusa (Cimentación)



Nota: Villarreal Castro G. , 2009

Según (Villarreal Castro G. , 2009) en su libro, indica en el modelo dinámico de la Norma Rusa, que los coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme $K_x(T/m)$; compresión elástica uniforme $K_z(T/m)$; compresión elástica no uniforme $K_{\phi x}, K_{\phi y}(T.m)$ y desplazamiento elástico no uniforme $K_{\psi z}(T.m)$; se calculan por las siguiente fórmulas:

$$K_x = K_y = C_x A$$

$$K_z = C_z A$$

Dónde:

A : Área de la platea de cimentación.

I_x, I_y : Momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y .

I_z : Momento de inercia de la platea de cimentación respecto al eje vertical Z
(momento polar de inercia).

$$K_{\phi x} = C_{\phi x} I_x$$

$$K_{\phi y} = C_{\phi y} I_y$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi z} I_z$$

Dónde:

A : Área de la platea de cimentación.

I_x, I_y : Momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y .

I_z : Momento de inercia de la platea de cimentación respecto al eje vertical Z (momento polar de inercia).

La principal característica elástica de la cimentación, es decir, el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z (T/m^3), se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la fórmula:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right)$$

Dónde:

b_0 : Coeficiente de corrección de unidad de medida (m^{-1}), asumiendo para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1, 2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas y muy densas igual a 1,5.

E : Módulo de elasticidad del suelo de fundación.

$$A_{10} = 10 \text{ m}^2$$

A : Área de la platea de cimentación.

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x (T/m^3); compresión elástica no uniforme $C_{\phi x}, C_{\phi y}$ (T/m^3) y desplazamiento elástico no uniforme $C_{\psi z}$ (T/m^3); se determinan por la fórmula:

$$C_x = 0,7 C_z$$

$$C_{\phi x} = C_{\phi y} = 2 C_z$$

$$C_{\psi z} = C_z$$

En las propiedades de amortiguación de la base de la cimentación, se deben de considerar las amortiguaciones relativas β , determinadas por ensayos de laboratorio.

En el caso que no existan datos experimentales, la amortiguación relativa para las vibraciones verticales β_z se puede determinar por la fórmula.

$$\beta_z = 2. \sqrt{\frac{E}{C_z P_m}}$$

Dónde:

E: Módulo de elasticidad del suelo de fundación.

C_z: Coeficiente de compresión elástica uniforme.

P_m: Presión estática media en la base de la cimentación.

$$P_m \leq \gamma_{ts} R$$

Siendo:

γ_{ts}: Coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, asumido igual a 0,7 para arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcillas de consistencia movediza; y para el resto de suelos es igual a 1.

R: Resistencia o capacidad portante del suelo de fundación.

Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por la fórmula:

$$\begin{aligned}\beta_x &= 0,6\beta_z \\ \beta_{\phi x} &= \beta_{\phi y} = 0,5\beta_z \\ \beta_{\psi z} &= 0,3\beta_z\end{aligned}$$

Las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se determinan por la siguiente fórmula:

$$\begin{aligned}B_x &= B_y = 2\beta_x \sqrt{K_x M_x} \\ B_z &= 2\beta_z \sqrt{K_z M_z} \\ B_{\phi x} &= 2\beta_{\phi x} \sqrt{K_{\phi x} M_{\phi x'}} \\ B_{\phi y} &= 2\beta_{\phi y} \sqrt{K_{\phi y} M_{\phi y'}} \\ B_{\psi z} &= 2\beta_{\psi z} \sqrt{K_{\psi z} M_{\psi z'}}\end{aligned}$$

Siendo:

β: Amortiguación relativa.

K: Coeficiente de rigidez.

M: Masa de la planta de cimentación

Tabla 7:

Principales características y bondades de los modelos dinámicos de interacción suelo–estructura utilizados

Modelo Dinámico	Fundamento del Modelo	Parámetros que considera	Bondades del Modelo	Tipo de cimentación donde se aplica	Observación
D.D. Barkan – O.A. Savinov	Modelo clásico de dinámica de cimentaciones que representa el suelo mediante coeficientes de rigidez dinámica asociados a la deformabilidad del terreno.	Módulo de elasticidad del suelo, coeficiente de Poisson, dimensiones de la cimentación y área de contacto suelo–estructura.	Permite estimar de manera relativamente sencilla la rigidez dinámica del suelo. Es ampliamente utilizado en estudios de vibraciones de cimentaciones y análisis dinámicos simplificados.	Principalmente zapatas aisladas, zapatas combinadas y losas de cimentación.	Es uno de los métodos tradicionales más difundidos en dinámica de cimentaciones, con resultados estables en análisis estructurales.
N.G. Shariya	Modelo basado en formulaciones teóricas que consideran con mayor detalle la flexibilidad del sistema suelo–cimentación dentro del análisis dinámico.	Propiedades elásticas del suelo, dimensiones de la cimentación, condiciones de contacto suelo–estructura y comportamiento dinámico del terreno.	Permite representar con mayor sensibilidad la influencia de la deformabilidad del suelo en la respuesta estructural. Evidencia con mayor claridad el efecto de la interacción suelo–estructura.	Cimentaciones superficiales y losas de cimentación, especialmente en suelos de baja a media rigidez.	Suele generar mayores variaciones en periodos, desplazamientos y derivas, evidenciando de forma clara el efecto de la interacción suelo–estructura.
A.E. Sargsian	Modelo que propone expresiones más refinadas para estimar la rigidez dinámica equivalente del sistema suelo–cimentación, considerando condiciones dinámicas más complejas.	Propiedades dinámicas del suelo, módulo de elasticidad, geometría de la cimentación y condiciones de carga dinámica.	Permite una estimación más detallada del comportamiento dinámico del sistema suelo–estructura, con resultados intermedios entre modelos simplificados y más conservadores.	Zapatas y losas de cimentación sometidas a cargas dinámicas o análisis sísmicos.	Representa un modelo intermedio entre los métodos clásicos y formulaciones más conservadoras.
Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	Norma técnica que establece procedimientos normativos para el análisis dinámico de cimentaciones, incorporando la interacción suelo–estructura.	Propiedades físicas y mecánicas del suelo, dimensiones de la cimentación, características dinámicas de la estructura.	Proporciona criterios estandarizados de cálculo, lo que facilita la validación y comparación de resultados en estudios dinámicos de cimentaciones.	Aplicable a cimentaciones superficiales, losas de cimentación y estructuras apoyadas en suelos deformables.	Sus resultados suelen ser más cercanos al modelo de base empotrada, al considerar formulaciones normativas más conservadoras.

1.3. Definición de términos básicos.

Sismo: Son movimientos vibratorios del terreno generados por la liberación repentina de energía acumulada en los límites de las placas tectónicas. Estas placas, al converger y ejercer esfuerzos de compresión entre sí, acumulan tensiones hasta superar la resistencia del material rocoso; en ese momento ocurre una fractura súbita que libera la energía almacenada, originando el fenómeno sísmico (Flores Azurza, 2023).

Elementos estructurales: Son aquellos elementos que soportan los esfuerzos y deformaciones que tiene una determinada estructura, siendo para de ella (Villarreal Castro G. , 2009).

Análisis estático: Análisis mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación (Norma Técnica E.030, 2018).

Análisis dinámico: Análisis realizado mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo – historia (Norma Técnica E.030, 2018).

Carga muerta: Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su propio peso, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo (Norma Técnica E.020, 2006).

Carga viva: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación (Norma Técnica E.020, 2006).

Cimentación: Elemento estructural que tiene como función transmitir las acciones de carga de la estructura al suelo de fundación (Norma Técnica E.60, 2009).

Coefficiente de poisson: Es una constante elástica que proporciona una medida de la compresibilidad de un material perpendicular al esfuerzo aplicado, o la relación entre la deformación latitudinal y la deformación longitudinal (Tasilla Villanueva, 2018).

Estructura irregular: Se definen como estructuras irregulares a aquellas que presentan discontinuidades tanto horizontales como verticales en su configuración resistente a cargas laterales (Norma Técnica E.030, 2018).

Estructura regular: Son las que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales (Tasilla Villanueva, 2018).

Diafragma rígido: Se entiende como diafragma rígido a una lámina que no se deforma axialmente ni se flexiona ante cargas sometidas en su plano (San Bartolomé Ramos, Quiun, & Silva Berrios, 2018).

Grados de libertad (GL): Es definido como el número de desplazamientos independientes requerido para definir las posiciones desplazadas de todas las masas relativas a sus posiciones originales. Un grado de libertad corresponde a cualquier movimiento posible de los nodos de los elementos en una dirección no restringida (Tasilla Villanueva, 2018).

Grados de libertad dinámicos (GLD): Son los grados de libertad que tienen asociada masa y para los cuales puede conocerse las vibraciones o movimientos a lo largo del tiempo (Tasilla Villanueva, 2018).

Modos de vibración: Un modo de vibración es un patrón o forma característica en el que vibrará un sistema estructural (Tasilla Villanueva, 2018).

Rigidez: Es la propiedad de un cuerpo, elemento o estructura de oponerse a las deformaciones, también se define como la capacidad de soportar cargas o tensiones sin deformarse o desplazarse excesivamente (Tasilla Villanueva, 2018).

Sistema estructural: Es un conjunto de elementos que se ensamblan para soportar y transmitir las cargas de un edificio al suelo de forma segura. Los sistemas estructurales garantizan la estabilidad y el equilibrio de la edificación, sin que se produzcan deformaciones (Norma Técnica E.030, 2018).

Asentamiento diferencial: Máxima diferencia de nivel entre dos cimentaciones adyacentes unidos por un elemento estructural, que pertenecen a la misma estructura (Norma Técnica E.050, 2018).

Asentamiento diferencial tolerable: Máximo asentamiento diferencial entre dos elementos adyacentes unidos por un elemento estructural, que pertenecen a la misma estructura, que al ocurrir no produce daños visibles ni causa problemas (Norma Técnica E.050, 2018).

Bulbo: Es el elemento estructural de acero fijado al suelo o roca mediante un material cementante, el bulbo recibe la carga del cabezal del anclaje a través del tramo libre y la transmite al suelo circundante (Norma Técnica E.050, 2018).

Bulbo de presiones: También conocido como bulbo de esfuerzos, es la zona situada bajo la superficie cargada, donde los esfuerzos verticales son más importantes, este corresponde a la zona bajo la cimentación comprendida dentro del contorno de la isóbara igual al 10 % de la presión de contacto (Norma Técnica E.050, 2018).

Cimentación: Elemento que transmite al suelo las cargas de la estructura (Norma Técnica E.050, 2018).

CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

2.1.Ubicación de la investigación.

La Investigación se realizó en la I.E. Primaria y Secundaria N°17524-San Agustín, distrito de Bellavista, Provincia de Jaén, Departamento de Cajamarca.

Políticamente, la institución educativa se encuentra en:

- . Localidad : San Agustín
- . Distrito : Bellavista
- . Provincia : Jaén
- . Región : Cajamarca
- . UGEL : UGEL- Jaén

Geográficamente (Coordenadas UTM WGS84 17s – M), la institución educativa se ubica:

- . Norte : 9381161.75
- . Este : 745467.89

Figura 10:

Ubicación de la I.E. N°17524 – San Agustín



Nota: Google Earth

2.2. Metodología de la investigación.

2.2.1. Tipo de investigación.

De acuerdo al tipo de investigación es aplicada, ya que emplea principios teóricos de la ingeniería sísmica y del análisis estructural con el propósito de evaluar el comportamiento estructural de una edificación al incorporar la interacción suelo-estructura.

2.2.2. Nivel de investigación.

El presente trabajo abordo una investigación que presenta características de un estudio descriptiva, la cual se caracteriza por la relación causal de sus variables.

2.2.3. Diseño de investigación.

Según el diseño, la investigación es no experimental. Este diseño implica observar y analizar el estado actual del edificio sin manipular variables, en un único momento en el tiempo.

2.2.4. Método de investigación.

El método de estudio que se utilizará en nuestra investigación esta referido a los medios, técnicas o métodos para recolectar la información, es documental, puesto que se apoya en Notas documentaria de cualquier especie (libros, artículos, ensayos de revistas, etc.) y de campo, dado que también se apoya de técnicas de información que proviene de la observación.

2.2.5. Población de estudio.

Para la presente investigación la población de estudio, está comprendida por la I.E. Primaria y Secundaria N°17524-San Agustín.

2.2.6. Muestra.

La muestra de estudio para la presente investigación, está comprendida por el módulo “A” de la I.E. Primaria y Secundaria N°17524-San Agustín (Ver Anexo 3 – Plano de Ubicación del Módulo “A”).

2.2.7. Unidad de análisis.

La unidad de análisis para la presente investigación, es la determinación de la variación del comportamiento estructural al incorporar interacción suelo-estructura del módulo “A” de la I.E. Primaria y Secundaria N°17524-San Agustín.

2.2.8. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

La técnica de recolección de datos que se empleará en el presente proyecto de investigación será el análisis documental y bibliográfico, tal como el Expediente Técnico de la obra, Estudios de Mecánica de Suelos, Norma Técnica E.030 y las ecuaciones propias de los modelos de idealización dinámica de interacción suelo-estructura de D.D. Barkan – O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian y Norma Rusa; observación directa del estado actual de la infraestructura, que servirán para el procesamiento, evaluación, obtención de resultados y discusión de los mismos.

2.3. Definición de variables.

2.3.1. Variable independiente.

- Interacción suelo-estructura.

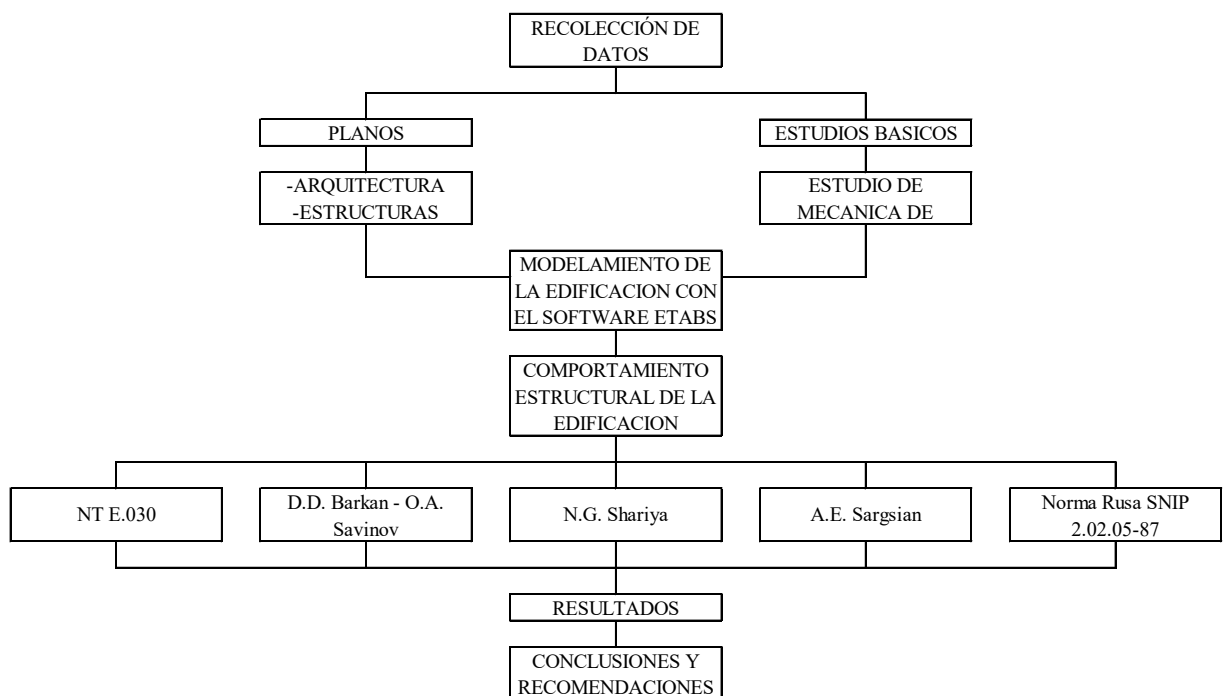
2.3.2. Variable dependiente.

- Comportamiento estructural.

2.4. Procedimiento metodológico de la investigación.

Figura 11:

Procedimiento metodológico para el desarrollo de la investigación



2.4.1. Descripción general de la edificación.

El 31 de mayo del 2016 se da la Buena Pro e inicia la elaboración del Expediente Técnico con Código Único de Inversiones N°2195556, denominado: **“MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO EN LA I.E. PRIMARIA Y SECUNDARIA N°17524 SAN AGUSTIN - SAN AGUSTIN - BELLAVISTA - JAEN – CAJAMARCA”**.

El 08 de setiembre del 2017 se da la Buena Pro para el inicio la construcción de la I.E. Primaria y Secundaria N°17524-San Agustín, en el mes de julio del 2018 entra en funcionamiento la I.E. para dejar de funcionar uno de sus módulos (Modulo A) dos años después aproximadamente.

2.4.1.1. Arquitectura:

El módulo A, está constituido por 2 niveles, con un área total de 158.78 m², el cual el primer nivel está compuesto por 02 Aulas, 01 SS. HH de mujeres, 01 SS. HH de varones y 01 SS. HH para discapacitados y el segundo nivel está compuesto por 03 Aulas (Ver Anexo 3 – Plano de Arquitectura).

2.4.1.2. Estructuras:

El módulo A contempla la utilización de un sistema estructural en donde los ejes estructurales presentan pórticos en combinación con muros de albañilería confinada, que le dan la rigidez lateral deseada al sistema. Así mismo, debido a la disposición arquitectónica en la que se requiere espacios amplios, se han planteado vigas peraltadas de luces grandes, habiéndoseles garantizado continuidad para el desarrollo adecuado de los elementos de refuerzo. La cimentación comprende el desplante de las Vigas Continuas de Cimentación, amarradas entre sí en dos sentidos (Ver Anexo 3 – Plano de Estructuras).

2.4.1.3. Geometría de la estructura:

La geometría se ha definido en base al sistema de ejes y elevaciones resultantes del diseño arquitectónico.

El modelo estructural se ha definido como un sistema de pórticos tridimensionales en la dirección X paralela a la fachada y muros estructurales de albañilería en la dirección Y perpendicular a la fachada.

2.4.1.4. Elementos estructurales

Los elementos de los modelos estructurales son: COLUMNAS, VIGAS, LOSAS ALIGERADAS, Y VIGAS DE CIMENTACIÓN.

2.4.2. Especificaciones y características de los materiales

Las características de los materiales para el diseño de los elementos estructurales se han tomado del Expediente Técnico y son las siguientes:

2.4.2.1. Concreto

- Resistencia a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Cimentación, columnas, vigas, escalera y losas).
- Peso específico del concreto: $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3 = 24 \text{ KN/m}^3$
- Módulo de elasticidad: $E_c = 15000 \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2 = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.20$

2.4.2.2. Acero de refuerzo

- Esfuerzo de fluencia: $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_s = 2 * 10^6 \text{ kg/cm}^2$

2.4.2.3. Características del suelo de cimentación

Las propiedades del suelo de fundación de la edificación en estudio han sido determinadas a través de ensayos de Mecánica de Suelos, cuya información ha sido extraída del Expediente Técnico.

- Tipo de cimentación: zapatas de forma continua
- Estrato de apoyo de la cimentación: arcilla de mediana plasticidad (CL)
- Presión admisible: 0.84 kg/cm^2
- Factor de seguridad: 3
- Asentamiento diferencial: 1.62cm, el valor máximo permitido es de 2.54 cm
- Agresividad del suelo a la cimentación: baja

2.4.2.4. Normas utilizadas y modelos dinámicos

Las normas utilizadas para la elaboración de esta tesis son el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

- NT E. 020 - Cargas
- NT E. 030 - 2018 - Diseño Sismorresistente
- NT E. 050 - Suelos y Cimentaciones
- NT E. 060 - Concreto Armado
- NT E. 070 – Albañilería

Los Modelos Dinámicos utilizados para la elaboración de esta tesis son:

- D.D. Barkan - O.A. Savinov
- N.G. Shariya
- A.E. Sargsian
- Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

2.4.3. Resumen de parámetros sísmicos de la edificación

Tabla 8:

Parámetros sísmicos

Parámetros sísmicos para el análisis de la Edificación		
Factor	Valor	Descripción
Zona sísmica	2	Bellavista-Jaén-Cajamarca
Factor de Zona (Z)	0.25	
Factor de suelo (S)	1.4	S3, Suelo flexible
Factor de uso o importancia (U)	1.5	A, edificación esencial
Factor de amplificación sísmica (C)	2.5	
Coeficiente básico de la reducción de fuerzas sísmicas (R_0)	8	Dirección X pórticos de concreto armado
	3	Dirección Y Albañilería
Factor de irregularidad en altura (I_a)	1	Sin irregularidad
Factor de irregularidad en planta (I_p)	1	Sin irregularidad
Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas	8	Dirección X pórticos de concreto armado
	3	Dirección Y Albañilería
Periodo corto (TL)	1	Z2, S3
Periodo largo (TL)	1.6	Z2, S3

2.4.4. Construcción de los espectros de diseño

El espectro de diseño fue generado a partir de los parámetros sísmicos establecidos en la tabla precedente, conforme a la normativa sismorresistente vigente. A continuación, se presenta la gráfica representativa del espectro de diseño

Figura 12:

Espectro de diseño en la dirección X.

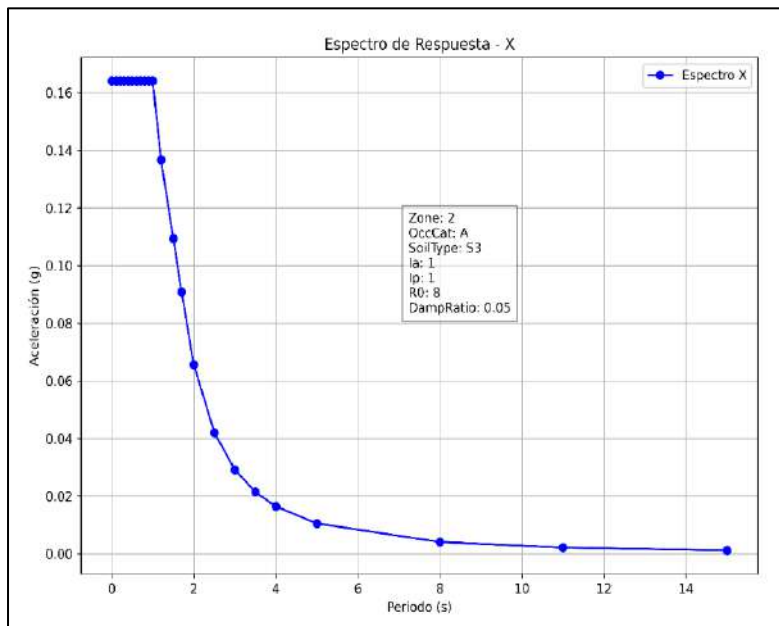
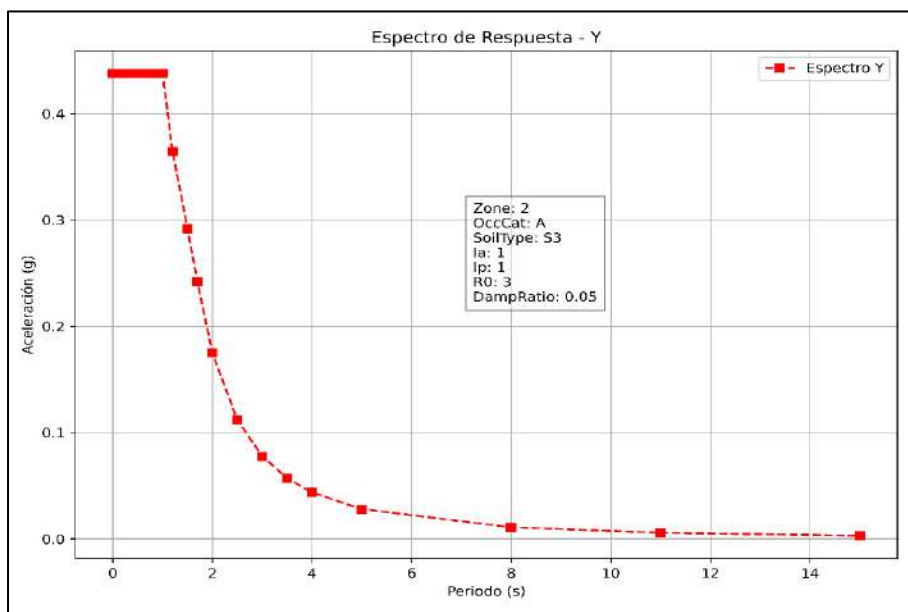


Figura 13:

Espectro de diseño en la dirección Y.



2.4.5. Características del suelo de fundación

Tabla 9:

Características del suelo de fundación.

Características del suelo de fundación		
Factor	Valor	Unidad
Peso específico (γ)	1.647	gr/cm^3
Densidad (ρ)	0.16789	$tonf - s/m^4$
Cohesión	0.13	kgf/cm^2
Angulo de fricción	13	grados
Coeficiente de Poisson	0.4	Arcilla media
Módulo de elasticidad	4000	$tonf/m^2$ (Arcilla media)
Capacidad portante	0.84	kgf/cm^2

Nota: Estudio de Mecánica de Suelos del Expediente Técnico

A continuación, se muestran los valores referenciales de Parámetros elásticos del suelo.

Tabla 10:

Parámetros elásticos para varios tipos de suelo.

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E_s (MN/m ²)	Coeficiente de Poisson, μ_s
Arena suelta	10-25	0.20-0.40
Arena semi - densa	15-30	0.25-0.40
Arena densa	35-55	0.30-0.45
Arena limosa	10-20	0.20-0.40
Arena y grava	70-170	0.15-0.35
Arcilla blanda	4-20	0.20-0.50
Arcilla media	20-40	
Arcilla Dura	40-100	

Nota: Braja M. Das, 2013

2.4.6. Características de la cimentación presente en la edificación.

La edificación esta cimentada sobre una Cimentación Continua con vigas de cimentación, para el cálculo de las rigideces se dividirá convenientemente para adecuarlo al método dinámico

que se esté utilizando de tal manera que represente de la mejor manera las condiciones presentes (Ver Anexo 3 – Plano de Estructuras).

2.4.7. Cálculo de las rigideces y amortiguamiento

2.4.7.1. Modelo Dinámico de D.D. Barkan – O.A. Savinov

A continuación, se mostrará el proceso de cálculo de la rigideces y amortiguamiento para las losas de cimentación:

Datos:

- **Peso sísmico:**

$$P = 213.02 \text{ tonf}$$

- **Lado largo de la cimentación:**

$$A = 24.60 \text{ m}$$

- **Lado corto de la cimentación:**

$$B = 2.00 \text{ m}$$

- **Espesor de la cimentación:**

$$C = 0.40 \text{ m}$$

- **Coeficiente de Poisson del suelo:**

$$\mu = 0.40$$

- **Módulo de elasticidad del suelo:**

$$E = 4000 \text{ tonf/m}^2$$

- **Capacidad portante del suelo:**

$$Q_{adm} = 0.84 \text{ kgf/(cm}^2\text{)}$$

- **Peso específico del concreto:**

$$\gamma_{Concreto} = 2.40 \text{ tonf/m}^3$$

- **Cálculo de la magnitud de presión estática sobre el suelo:**

$$\sigma_{suelo} = \frac{P + A * B * C * \gamma_{Concreto}}{Area}$$

$$\sigma_{suelo} = \frac{213.02 \text{ tonf} + (24.60 \text{ m} * 2 \text{ m} * 0.4 \text{ m} * 2.4 \text{ tonf/m}^3)}{49.20 \text{ m}^2} = 0.529 \text{ kgf/cm}^2$$

- **Cálculo de D_0 :** De la Tabla 5.

$$\bullet \quad \rho_0 = 0.2 \text{ kgf/cm}^2 \quad \wedge \quad C_0 = 0.8 \text{ kgf/cm}^3$$

$$\bullet \quad D_0 = \frac{1-\mu}{1-0.5\mu} * C_0 \quad (\text{Arcilla Plástica})$$

$$D_0 = \frac{1 - 0.40}{1 - 0.5 * 0.40} * 0.8 \text{ kgf/cm}^3 = 0.6 \text{ kgf/cm}^3$$

- **Cálculo de los factores $C_x, C_z, C_{\phi x}, C_{\phi z}$:**

- $C_x = D_0 * \left(1 + \frac{2*(A+B)}{Area*\Delta}\right) * \sqrt{\frac{\rho_{suelo}}{\rho_0}}$

$$C_x = 0.6 \text{ kg/cm}^3 * \left(1 + \frac{2 * (24.6 \text{ m} + 2 \text{ m})}{49.2 \text{ m}^2 * 1 \text{ m}^{-1}}\right) * \sqrt{\frac{0.529 \text{ kgf/cm}^2}{0.2 \text{ kgf/cm}^2}}$$

$$C_x = 2030.886 \text{ tonf/m}^3$$

- $C_z = C_0 * \left(1 + \frac{2*(A+B)}{Area*\Delta}\right) * \sqrt{\frac{\rho_{suelo}}{\rho_0}}$

$$C_z = 0.8 \text{ kg/cm}^3 * \left(1 + \frac{2 * (24.6 \text{ m} + 2 \text{ m})}{49.2 \text{ m}^2 * 1 \text{ m}^{-1}}\right) * \sqrt{\frac{0.529 \text{ kgf/cm}^2}{0.2 \text{ kgf/cm}^2}}$$

$$C_z = 2707.848 \text{ tonf/m}^3$$

- $C_{\phi x} = C_0 * \left(1 + \frac{2*(B+3A)}{Area*\Delta}\right) * \sqrt{\frac{\rho_{suelo}}{\rho_0}}$

$$C_{\phi x} = 0.8 \text{ kg/cm}^3 * \left(1 + \frac{2 * (2 \text{ m} + 3 * 24.6 \text{ m})}{49.2 \text{ m}^2 * 1 \text{ m}^{-1}}\right) * \sqrt{\frac{0.529 \text{ kgf/cm}^2}{0.2 \text{ kgf/cm}^2}}$$

$$C_{\phi x} = 5309.921 \text{ tonf/m}^3$$

- $C_{\phi y} = C_0 * \left(1 + \frac{2*(A+3B)}{Area*\Delta}\right) * \sqrt{\frac{\rho_{suelo}}{\rho_0}}$

$$C_{\phi y} = 0.8 \text{ kg/cm}^3 * \left(1 + \frac{2 * (24.6 \text{ m} + 3 * 2 \text{ m})}{49.2 \text{ m}^2 * 1 \text{ m}^{-1}}\right) * \sqrt{\frac{0.529 \text{ kgf/cm}^2}{0.2 \text{ kgf/cm}^2}}$$

$$C_{\phi y} = 2919.399 \text{ tonf/m}^3$$

- **Cálculo de las rigideces $K_x, K_y, K_z, K_{\phi x}, K_{\phi y}$:**

- $K_x = K_y = C_x * A * B$

$$K_x = K_y = 2030.886 \text{ tonf/m}^3 * 24.6 \text{ m} * 2 \text{ m}$$

$$K_x = K_y = 99919.602 \text{ tonf/m}$$

- $K_z = C_z * A * B$

$$K_z = 2707.848 \text{ tonf/m}^3 * 24.6 \text{ m} * 2 \text{ m}$$

$$K_z = 133226.136 \text{ tonf/m}$$

- $K_{\phi x} = C_{\phi x} * \frac{B*A^3}{12}$

$$K_{\varphi x} = 5309.921 \text{ tonf/m}^3 * \frac{2 \text{ m} * (24.6 \text{ m})^3}{12}$$

$$K_{\varphi x} = 13174743.002 \text{ tonf} * \text{m}$$

- $K_{\varphi y} = C_{\varphi y} * \frac{A * B^3}{12}$

$$K_{\varphi y} = 2919.399 \text{ tonf/m}^3 * \frac{24.6 \text{ m} * (2 \text{ m})^3}{12}$$

$$K_{\varphi y} = 47878.143 \text{ tonf} * \text{m}$$

A continuación, se muestra un cuadro resumen con los valores de las rigideces de cada una de las losas de cimentación:

Tabla 11:

Parámetros de rigidez del modelo dinámico D.D. Barkan-O.A. Savinov.

MODELO DINAMICO D.D. BARKAN - O.A. SAVINOV					
Coefficientes de rigidez					
	<i>K_x (tonf/m)</i>	<i>K_y (tonf/m)</i>	<i>K_z (tonf/m)</i>	<i>K_{φx} (tonf * m)</i>	<i>K_{φy} (tonf * m)</i>
L1	99919.602	99919.602	133226.136	13174743.002	47878.143
L2	77859.131	77859.131	103812.175	10971828.222	9128.312
L3	20427.281	20427.281	27236.375	136661.38	955.1918
L4	18506.91	18506.91	24675.88	123813.832	865.394

2.4.7.2. Modelo dinámico N.G. Shariya

A continuación, se mostrará el proceso de cálculo de la rigideces y amortiguamiento para las losas de cimentación:

Datos:

- **Lado largo de la cimentación:**

$$A = 24.6 \text{ m}$$

- **Lado corto de la cimentación:**

$$B = 2 \text{ m}$$

- **Espesor de la cimentación:**

$$C = 0.4 \text{ m}$$

- **Coefficiente de Poisson del suelo:**

$$\mu = 0.40$$

- **Módulo de elasticidad del suelo:**

$$E = 4000 \text{ tonf/m}^2$$

- **Capacidad portante del suelo:**

$$Q_{adm} = 0.84 \text{ kgf/cm}^2$$

- **Densidad del suelo:**

$$\rho_{suelo} = 0.168 \text{ kgf/cm}^2$$

- **Mediante extrapolación de la Tabla 6, los valores de λ y χ , para la relación de lados**

$$24.6 \text{ m}/2 \text{ m} = 12.3:$$

$$\bullet \quad \frac{\lambda - 0.77}{12.30 - 5} = \frac{0.77 - 0.67}{5 - 10}$$

$$\lambda = \frac{(12.3 - 5) * (0.77 - 0.67)}{(5 - 10)} + 0.77$$

$$\lambda = 0.624$$

$$\bullet \quad \frac{\chi - 0.18}{12.30 - 5} = \frac{0.18 - 0.13}{5 - 10}$$

$$\chi = \frac{(12.3 - 5) * (0.18 - 0.13)}{(5 - 10)} + 0.18$$

$$\chi = 0.107$$

- **Cálculo de los valores de las velocidades de propagación de las ondas longitudinal y transversal C_1 Y C_2 :**

$$\bullet \quad C_{1_Long} = \sqrt{\frac{(1-\mu)*E}{(1+\mu)*(1-2\mu)*\rho_{suelo}}}$$

$$C_{1_Long} = \sqrt{\frac{(1 - 0.4) * 4000 \text{ tonf/m}^2}{(1 + 0.4) * (1 - 2 * 0.4) * 0.168 \text{ kgf/cm}^2}}$$

$$C_{1_Long} = 225.877 \text{ m/s}$$

$$\bullet \quad C_{2_Transv} = \sqrt{\frac{E}{2*(1+\mu)*\rho_{suelo}}}$$

$$C_{2_Transv} = \sqrt{\frac{4000 \text{ tonf/m}^2}{2 * (1 + 0.4) * 0.168 \text{ kgf/cm}^2}}$$

$$C_{2_Transv} = 92.214 \text{ m/s}$$

- **Cálculo de los coeficientes de rigidez $K_x, K_y, K_z, K_{\phi x}, K_{\phi y}, K_{\phi z}$:**

$$\bullet \quad K_x = K_y = \frac{\rho_{suelo} * C_{2_Transv}^2}{\lambda * (1 - \mu^2)} * \sqrt{\text{Área}}$$

$$K_x = K_y = \frac{0.168 \text{ kgf/cm}^2 * (92.214 \text{ m/s})^2}{0.624 * (1 - 0.4^2)} * \sqrt{24.6 \text{ m} * 2 \text{ m}}$$

$$K_x = K_y = 19117.039 \text{ tonf/m}$$

- $K_z = \frac{(1-2\mu)*\rho_{suelo}*C_{1_Long}^2}{\lambda*(1-\mu)^2} * \sqrt{\text{Área}}$

$$K_z = \frac{(1 - 2 * 0.4) * 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * (225.877 \text{ m/s})^2}{0.624 * (1 - 0.4)^2} * \sqrt{49.2 \text{ m}^2}$$

$$K_z = 53527.71 \text{ tonf/m}$$

- $K_{\phi x} = \frac{(1-2\mu)*\rho_{suelo}*C_{1_Long}^2}{\chi*(1-\mu)^2} * \frac{I_x}{\sqrt{\text{Área}}}$

$$K_{\phi x} = \frac{(1 - 2 * 0.4) * 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * (225.877 \text{ m/s})^2}{0.107 * (1 - 0.4)^2} * \frac{\frac{1}{12} * (24.6 \text{ m})^3 * 2 \text{ m}}{\sqrt{49.2 \text{ m}^2}}$$

$$K_{\phi x} = 15742309.521 \text{ tonf/m}$$

- $K_{\phi y} = \frac{(1-2\mu)*\rho_{suelo}*C_{1_Long}^2}{\chi*(1-\mu)^2} * \frac{I_y}{\sqrt{\text{Área}}}$

$$K_{\phi y} = \frac{(1 - 2 * 0.4) * 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * (225.877 \text{ m/s})^2}{0.107 * (1 - 0.4)^2} * \frac{\frac{1}{12} * (2 \text{ m})^3 * 24.6 \text{ m}}{\sqrt{49.2 \text{ m}^2}}$$

$$K_{\phi y} = 104053.867 \text{ tonf/m}$$

- $K_{\psi z} = \frac{(1-2\mu)*\rho_{suelo}*C_{1_Long}^2}{\chi*(1-\mu)^2} * \frac{I_z}{\sqrt{\text{Área}}}$

$$K_{\psi z} = \frac{(1 - 2 * 0.4) * 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * (225.877 \text{ m/s})^2}{0.107 * (1 - 0.4)^2} * \frac{\frac{1}{12} * (24.6 \text{ m})^3 * 2 \text{ m} + \frac{1}{12} * (2 \text{ m})^3 * 24.6 \text{ m}}{\sqrt{49.2 \text{ m}^2}}$$

$$K_{\psi z} = 15846363.388 \text{ tonf/m}$$

- **Cálculo de los valores de los coeficientes de amortiguamiento:**

- $B_x = B_y = \rho_{suelo} * C_{2_Transv} * \text{Área}$

$$B_x = B_y = 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * 92.214 \text{ m/s} * 49.2 \text{ m}^2$$

$$B_x = B_y = 762.203 \text{ tonf} * \text{s/m}$$

- $B_z = \rho_{suelo} * C_{1_Long} * \text{Área}$

$$B_z = 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * 225.877 \text{ m/s} * 49.2 \text{ m}^2$$

$$B_z = 1867.009 \text{ tonf} * \text{s/m}$$

- $B_{\varphi x} = \rho_{\text{suelo}} * C_{1_Long} * I_x$

$$B_{\varphi x} = 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * 225.877 \text{ m/s} * \frac{1}{12} * (24.6 \text{ m})^3 * 2 \text{ m}$$

$$B_{\varphi x} = 94153.25 \text{ tonf} * \text{s} * \text{m}$$

- $B_{\varphi y} = \rho_{\text{suelo}} * C_{1_Long} * I_y$

$$B_{\varphi y} = 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * 225.877 \text{ m/s} * \frac{1}{12} * (2 \text{ m})^3 * 24.6 \text{ m}$$

$$B_{\varphi y} = 622.336 \text{ tonf} * \text{s} * \text{m}$$

- $B_{\psi z} = \rho_{\text{suelo}} * C_{1_Long} * I_z$

$$B_{\psi z} = 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * 225.877 \text{ m/s} * \left(\frac{(24.6 \text{ m})^3 * 2 \text{ m}}{12} + \frac{(2 \text{ m})^3 * 24.6 \text{ m}}{12} \right)$$

$$B_{\psi z} = 94775.587 \text{ tonf} * \text{s} * \text{m}$$

A continuación, se muestra un cuadro resumen con los valores de las rigideces y amortiguamientos para toda la cimentación:

Tabla 12:

Parámetros de rigidez y amortiguamiento-N.G. Shariya.

MODELO DINAMICO N.G. SHARIYA						
L1	Coeficientes de rigidez					
	K _x (tonf/m)	K _y (tonf/m)	K _z (tonf/m)	K _{φ_x} (tonf-m)	K _{φ_y} (tonf-m)	K _{φ_z} (tonf-m)
	19117.039	19117.039	53527.71	15742309.521	104053.867	15846363.388
	Coeficientes de amortiguamiento					
	B _x (tonf-s/m)	B _y (tonf-s/m)	B _z (tonf-s/m)	B _{φ_x} (tonf-s-m)	B _{φ_y} (tonf-s-m)	B _{φ_z} (tonf-s-m)
	762.203	762.203	1867.009	94153.25	622.336	94775.587
L 2	Coeficientes de rigidez					
	K _x (tonf/m)	K _y (tonf/m)	K _z (tonf/m)	K _{φ_x} (tonf-m)	K _{φ_y} (tonf-m)	K _{φ_z} (tonf-m)
	20610.884	20610.884	57710.474	212470730.259	384736.497	212855466.755
	Coeficientes de amortiguamiento					
	B _x (tonf-s/m)	B _y (tonf-s/m)	B _z (tonf-s/m)	B _{φ_x} (tonf-s-m)	B _{φ_y} (tonf-s-m)	B _{φ_z} (tonf-s-m)

	364.06	364.06	891.762	41039.644	74.314	41113.958
L 3	Coefficientes de rigidez					
	K_x (tonf/m)	K_y (tonf/m)	K_z (tonf/m)	K_{ϕ_x} (tonf-m)	K_{ϕ_y} (tonf-m)	K_{ϕ_z} (tonf-m)
	4188.149	4188.149	11726.817	117157.116	1687.062	118844.179
	Coefficientes de amortiguamiento					
	B_x (tonf-s/m)	B_y (tonf-s/m)	B_z (tonf-s/m)	B_{ϕ_x} (tonf-s-m)	B_{ϕ_y} (tonf-s-m)	B_{ϕ_z} (tonf-s-m)
	46.476	46.476	113.842	237.171	3.415	240.586

2.4.7.3. Modelo dinámico de A.E. Sargsian

A continuación, se mostrará el proceso de cálculo de la rigideces y amortiguamiento para las losas de cimentación:

Datos:

- **Lado largo de la cimentación:**

$$A = 24.6 \text{ m}$$

- **Lado corto de la cimentación:**

$$B = 2 \text{ m}$$

- **Espesor de la cimentación:**

$$C = 0.4 \text{ m}$$

- **Coefficiente de Poisson del suelo:**

$$\mu = 0.40$$

- **Módulo de elasticidad del suelo:**

$$E = 4000 \text{ tonf/m}^2$$

- **Capacidad portante del suelo:**

$$Q_{adm} = 0.84 \text{ kgf/cm}^2$$

- **Peso específico del concreto:**

$$\gamma_{\text{Concreto}} = 2.40 \text{ tonf/m}^3$$

- **Cálculo de los valores de las velocidades de propagación de las ondas longitudinal y transversal C_1 Y C_2 :**

$$\bullet \quad C_{1_Long} = \sqrt{\frac{(1-\mu)*E}{(1+\mu)*(1-2\mu)*\rho_{suelo}}}$$

$$C_{1_Long} = \sqrt{\frac{(1 - 0.4) * 4000 \text{ tonf/m}^2}{(1 + 0.4) * (1 - 2 * 0.4) * 0.168 \text{ kgf/cm}^2}}$$

$$C_{1_Long} = 225.877 \text{ m/s}$$

$$\bullet \quad C_{2_Transv} = \sqrt{\frac{E}{2*(1+\mu)*\rho_{suelo}}}$$

$$C_{2_Transv} = \sqrt{\frac{4000 \text{ tonf/m}^2}{2 * (1 + 0.4) * 0.168 \text{ kgf/cm}^2}}$$

$$C_{2_Transv} = 92.214 \text{ m/s}$$

- **Cálculo de los coeficientes de rigidez $K_x, K_y, K_z, K_{\phi x}, K_{\phi y}, K_{\psi z}$:**

$$\bullet \quad K_x = K_y = \frac{28.8*\rho_{suelo}*C_{2_Transv}^2}{\sqrt{\pi}*(7-8\mu)} \cdot \sqrt{\text{Área}}$$

$$K_x = K_y = \frac{28.8 * 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * (92.214 \text{ m/s})^2}{\sqrt{\pi}(7 - 8 * 0.4)} * \sqrt{24.6 \text{ m} * 2 \text{ m}}$$

$$K_x = K_y = 42846.807 \text{ tonf/m}$$

$$\bullet \quad K_z = \frac{4*\rho_{suelo}*C_{2_Transv}^2}{\sqrt{\pi}*(1-\mu)} \cdot \sqrt{\text{Área}}$$

$$K_z = \frac{4 * 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * (92.214 \text{ m/s})^2}{\sqrt{\pi} * (1 - 0.4)} * \sqrt{24.6 \text{ m} * 2 \text{ m}}$$

$$K_z = 37689.321 \text{ tonf/m}$$

$$\bullet \quad K_{\phi x} = \frac{8.52*\rho_{suelo}*C_{2_Transv}^2}{\sqrt{\pi}*(1-\mu)} \cdot \frac{I_x}{\sqrt{\text{Área}}}$$

$$K_{\phi x} = \frac{8.52 * 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * (92.214 \text{ m/s})^2}{\sqrt{\pi} * (1 - 0.4)} * \frac{\frac{(24.6 \text{ m})^3 * 2 \text{ m}}{12}}{\sqrt{24.6 \text{ m} * 2 \text{ m}}}$$

$$K_{\phi x} = 4048432.36 \text{ tonf/m}$$

$$\bullet \quad K_{\phi y} = \frac{8.52*\rho_{suelo}*C_{2_Transv}^2}{\sqrt{\pi}*(1-\mu)} \cdot \frac{I_y}{\sqrt{\text{Área}}}$$

$$K_{\phi y} = \frac{8.52 * 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * (92.214 \text{ m/s})^2}{\sqrt{\pi} * (1 - 0.4)} * \frac{\frac{(2 \text{ m})^3 * 24.6 \text{ m}}{12}}{\sqrt{24.6 \text{ m} * 2 \text{ m}}}$$

$$K_{\phi y} = 26759.418 \text{ tonf/m}$$

- $K_{\psi z} = \frac{4 * \rho_{suelo} * C_{2_Transv}^2}{\sqrt{\pi} * (1 - \mu)} \cdot \frac{I_z}{\sqrt{\text{Área}}}$

$$K_{\psi z} = \frac{4 * 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * (92.214 \text{ m/s})^2}{\sqrt{\pi} * (1 - 0.4)} * \frac{\frac{(24.6 \text{ m})^3 * 2 \text{ m}}{12} + \frac{(2 \text{ m})^3 * 24.6 \text{ m}}{12}}{\sqrt{24.6 \text{ m} * 2 \text{ m}}}$$

$$K_{\psi z} = 1913235.576 \text{ tonf/m}$$

- **Cálculo de los valores de los coeficientes de amortiguamiento:**

- $B_x = B_y = \frac{18.24 * (1 - \mu) * \rho_{suelo} * C_{2_Transv}^2}{\pi * (7 - 8\mu)} * \text{Área}$

$$B_x = B_y = \frac{18.24 * (1 - 0.4) * 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * 92.214 \text{ m/s}}{\pi * (7 - 8 * 0.4)} * 49.2 \text{ m}^2$$

$$B_x = B_y = 698.736 \text{ tonf} * \text{s/m}$$

- $B_z = \frac{3.4 * \sqrt{1 - 2\mu} * \rho_{suelo} * C_{1_Long}}{\pi * (1 - \mu) * \sqrt{2(1 - \mu)}} * \text{Área}$

$$B_z = \frac{3.4 * \sqrt{1 - 2 * 0.4} * 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * 225.877 \text{ m/s}}{\pi * (1 - 0.4) * \sqrt{2(1 - 0.4)}} * 49.2 \text{ m}^2$$

$$B_z = 1374.828 \text{ tonf} * \text{s/m}$$

- $B_{\phi x} = \frac{1.6 * \sqrt{1 - 2\mu} * \rho_{suelo} * C_{1_Long}}{\pi * (1 - \mu) * \sqrt{2(1 - \mu)}} * I_x$

$$B_{\phi x} = \frac{1.6 * \sqrt{1 - 2 * 0.4} * 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * 225.877 \text{ m/s}}{\pi * (1 - 0.4) * \sqrt{2(1 - 0.4)}} * \frac{(24.6 \text{ m})^3 * 2 \text{ m}}{12}$$

$$B_{\phi x} = 32627.106 \text{ tonf} * \text{s/m}$$

- $B_{\phi y} = \frac{1.6 * \sqrt{1 - 2\mu} * \rho_{suelo} * C_{1_Long}}{\pi * (1 - \mu) * \sqrt{2(1 - \mu)}} * I_y$

$$B_{\phi y} = \frac{1.6 * \sqrt{1 - 2 * 0.4} * 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * 225.877 \text{ m/s}}{\pi * (1 - 0.4) * \sqrt{2(1 - 0.4)}} * \frac{(2 \text{ m})^3 * 24.6 \text{ m}}{12}$$

$$B_{\phi y} = 215.659 \text{ tonf} * \text{s/m}$$

- $B_{\psi z} = \frac{3.4 * \sqrt{1 - 2\mu} * \rho_{suelo} * C_{1_Long}}{\pi * (1 - \mu) * \sqrt{2(1 - \mu)}} * I_z$

$$B_{\psi z} = \frac{3.4 * \sqrt{1 - 2 * 0.4} * 0.168 \text{ kgf/cm}^2 * 225.877 \text{ m/s}}{\pi * (1 - 0.4) * \sqrt{2(1 - 0.4)}} * \frac{(24.6 \text{ m})^3 * 2 \text{ m}}{12} + \frac{(2 \text{ m})^3 * 24.6 \text{ m}}{12}$$

$$B_{\psi z} = 69790.876 \text{ tonf} * \text{s/m}$$

A continuación, se muestra un cuadro resumen con los valores de las rigideces y amortiguamientos para toda la cimentación:

Tabla 13:

Parámetros de rigidez y amortiguamiento - A.E. Sargsian.

MODELO DINAMICO A.E. SARGSIAN						
L1	Coefficientes de rigidez					
	K _x (tonf/m)	K _y (tonf/m)	K _z (tonf/m)	K _{φ_x} (tonf-m)	K _{φ_y} (tonf-m)	K _{φ_z} (tonf-m)
	42846.807	42846.807	37689.321	4048432.36	26759.418	1913235.576
	Coefficientes de amortiguamiento					
	B _x (tonf-s/m)	B _y (tonf-s/m)	B _z (tonf-s/m)	B _{φ_x} (tonf-s-m)	B _{φ_y} (tonf-s-m)	B _{φ_z} (tonf-s-m)
	698.736	698.736	1374.828	32627.106	215.659	69790.876
L2	Coefficientes de rigidez					
	K _x (tonf/m)	K _y (tonf/m)	K _z (tonf/m)	K _{φ_x} (tonf-m)	K _{φ_y} (tonf-m)	K _{φ_z} (tonf-m)
	29612.144	29612.144	26047.719	2553311.361	4623.47	1200908.371
	Coefficientes de amortiguamiento					
	B _x (tonf-s/m)	B _y (tonf-s/m)	B _z (tonf-s/m)	B _{φ_x} (tonf-s-m)	B _{φ_y} (tonf-s-m)	B _{φ_z} (tonf-s-m)
	333.746	333.746	656.676	14221.546	25.752	30275.509
L3	Coefficientes de rigidez					
	K _x (tonf/m)	K _y (tonf/m)	K _z (tonf/m)	K _{φ_x} (tonf-m)	K _{φ_y} (tonf-m)	K _{φ_z} (tonf-m)
	10580.265	10580.265	10470.054	41298.546	594.699	19668.19
	Coefficientes de amortiguamiento					
	B _x (tonf-s/m)	B _y (tonf-s/m)	B _z (tonf-s/m)	B _{φ_x} (tonf-s-m)	B _{φ_y} (tonf-s-m)	B _{φ_z} (tonf-s-m)
	42.606	42.606	88.863	82.187	1.183	177.163

2.4.7.4. Modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

A continuación, se mostrará el proceso de cálculo de la rigideces y amortiguamiento para las losas de cimentación:

Datos:

- **Peso sísmico:**

$$P = 213.02 \text{ tonf}$$

- **Lado largo de la cimentación:**

$$A = 24.60 \text{ m}$$

- **Lado corto de la cimentación:**

$$B = 2.00 \text{ m}$$

- **Espesor de la cimentación:**

$$C = 0.40 \text{ m}$$

- **Coefficiente de Poisson del suelo:**

$$\mu = 0.40$$

- **Módulo de elasticidad del suelo:**

$$E = 4000 \text{ tonf/m}^2$$

- **Capacidad portante del suelo:**

$$Q_{adm} = 0.84 \text{ kgf/cm}^2$$

- **Peso específico del concreto:**

$$\gamma_{\text{Concreto}} = 2.40 \text{ tonf/m}^3$$

- **Cálculo de la magnitud de presión estática sobre el suelo:**

$$\sigma_{\text{suelo}} = \frac{P + A * B * C * \gamma_{\text{Concreto}}}{\text{Area}}$$

$$\sigma_{\text{suelo}} = \frac{213.02 \text{ tonf} + (24.60 \text{ m} * 2 \text{ m} * 0.4 \text{ m} * 2.4 \text{ tonf/m}^3)}{49.20 \text{ m}^2} = 0.529 \text{ kgf/cm}^2$$

- **Cálculo de las masas de la platea:**

- $M_x = M_y = M_t = \frac{A*B*C*\gamma_{\text{Concreto}}}{g}$

$$M_x = M_y = M_t = \frac{24.6 \text{ m} * 2 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 2.40 \text{ tonf/m}^3}{9.81 \text{ m/s}^2}$$

$$M_x = M_y = M_t = 4.815 \text{ tonf} * \text{s}^2/\text{m}$$

- $M_{\phi x'} = M_t * \left(\frac{C}{2}\right)^2 + M_t * \left(\frac{A^2}{12}\right)$

$$M_{\phi x'} = 4.815 \text{ tonf} * \text{s}^2/\text{m} * \left(\frac{0.4 \text{ m}}{2}\right)^2 + 4.815 \text{ tonf} * \text{s}^2/\text{m} * \left(\frac{(24.6 \text{ m})^2}{12}\right)$$

$$M_{\phi x'} = 242.997 \text{ tonf} * \text{s}^2 * \text{m}$$

- $M_{\phi y'} = M_t * \left(\frac{C}{2}\right)^2 + M_t * \left(\frac{B^2}{12}\right)$

$$M_{\phi y'} = 4.815 \text{ tonf} * \text{s}^2/\text{m} * \left(\frac{0.4 \text{ m}}{2}\right)^2 + 4.815 \text{ tonf} * \text{s}^2/\text{m} * \left(\frac{(2 \text{ m})^2}{12}\right)$$

$$M_{\phi y'} = 1.797 \text{ tonf} * \text{s}^2 * \text{m}$$

- $M_{\psi z'} = \frac{M_t * (A^2 + B^2)}{12}$

$$M_{\psi z'} = \frac{4.815 \text{ tonf} * s^2 / m * ((24.6 \text{ m})^2 + (2 \text{ m})^2)}{12}$$

$$M_{\psi z'} = 244.409 \text{ tonf} * s^2 * m$$

- **Cálculo del coeficiente de compresión elástica uniforme C_z :**

- b_0 : Coeficiente de corrección de unidad de medida (m^{-1}), asumiendo para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas y muy densas igual a 1,5.

$$b_0 = 1.5 \text{ m}^{-1}$$

- $A_{10} = 10 \text{ m}^2$

- $C_z = b_0 * E * \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A * B}}\right)$

$$C_z = 1.5 \text{ m}^{-1} * 4000 \text{ tonf/m}^2 * \left(1 + \sqrt{\frac{10 \text{ m}^2}{24.6 \text{ m} * 2 \text{ m}}}\right)$$

$$C_z = 8705.009 \text{ tonf/m}^3$$

- **Cálculo de los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x , compresión elástica no uniforme $C_{\phi x}$, $C_{\phi y}$ y desplazamiento elástico no uniforme $C_{\psi z}$:**

- $C_x = 0,7 * C_z$

$$C_x = 0,7 * 8705.009 \text{ tonf/m}^3$$

$$C_x = 6093.506 \text{ tonf/m}^3$$

- $C_{\phi x} = C_{\phi y} = 2C_z$

$$C_{\phi x} = C_{\phi y} = 2 * 8705.009 \text{ tonf/m}^3$$

$$C_{\phi x} = C_{\phi y} = 17410.018 \text{ tonf/m}^3$$

- $C_{\psi z} = C_z$

$$C_{\psi z} = 8705.009 \text{ tonf/m}^3$$

$$C_{\psi z} = 8705.009 \text{ tonf/m}^3$$

- **Cálculo de los coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme K_x ; compresión elástica uniforme K_z ; compresión elástica no uniforme $K_{\phi x}$, $K_{\phi y}$ y desplazamiento elástico no uniforme $K_{\psi z}$:**

- $K_x = K_y = C_x * A * B$

$$K_x = K_y = 6093.506 \text{ tonf/m}^3 * 24.6 \text{ m} * 2 \text{ m}$$

$$K_x = K_y = 299800.507 \text{ tonf/m}$$

- $K_z = C_z * A * B$

$$K_z = 8705.009 \text{ tonf/m}^3 * 24.6 \text{ m} * 2 \text{ m}$$

$$K_z = 428286.438 \text{ tonf/m}$$

- $K_{\phi x} = C_{\phi x} I_x$

$$K_{\phi x} = 17410.018 \text{ tonf/m}^3 * \frac{(24.6 \text{ m})^3 * 2 \text{ m}}{12}$$

$$K_{\phi x} = 43196970.144 \text{ tonf/m}$$

- $K_{\phi y} = C_{\phi y} I_y$

$$K_{\phi y} = 17410.018 \text{ tonf/m}^3 * \frac{(2 \text{ m})^3 * 24.6 \text{ m}}{12}$$

$$K_{\phi y} = 285524.292 \text{ tonf/m}$$

- $K_{\psi z} = C_{\psi z} I_z$

$$K_{\psi z} = 8705.009 \text{ tonf/m}^3 * \left(\frac{(24.6 \text{ m})^3 * 2 \text{ m}}{12} + \frac{(2 \text{ m})^3 * 24.6 \text{ m}}{12} \right)$$

$$K_{\psi z} = 21741247.218 \text{ tonf/m}$$

- **Cálculo de la amortiguación relativa para las vibraciones verticales β_z :**

- $P_m \leq \gamma_{ts} * Q_{adm}$

γ_{ts} : Coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, asumido igual a 0,7 para arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcillas de consistencia movediza; y para el resto de suelos es igual a 1.

- $\beta_z = 2 * \sqrt{\frac{E}{C_z P_m}}$

$$\beta_z = 2 * \sqrt{\frac{4000 \text{ tonf/m}^2}{8705.009 \text{ tonf/m}^3 * 8.4 \text{ tonf/m}^2}}$$

$$\beta_z = 0.468$$

- **Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical:**

- $\beta_x = 0,6\beta_z$

$$\beta_x = 0.6 * 0.468$$

$$\beta_x = 0.281$$

- $\beta_{\phi x} = \beta_{\phi y} = 0.5 * \beta_z$

$$\beta_{\phi x} = \beta_{\phi y} = 0.5 * 0.468$$

$$\beta_{\phi x} = \beta_{\phi y} = 0.234$$

- $\beta_{\psi z} = 0.3\beta_z$

$$\beta_{\psi z} = 0.3 * 0.468$$

$$\beta_{\psi z} = 0.14$$

- **Cálculo de las características de amortiguamiento del suelo de fundación:**

- $B_x = B_y = 2 * \beta_x * \sqrt{K_x * M_x}$

$$B_x = B_y = 2 * 0.281 * \sqrt{299800.507 \text{ tonf/m} * 4.815 \text{ tonf} * s^2/m}$$

$$B_x = B_y = 674.514 \text{ tonf} * s/m$$

- $B_z = 2 * \beta_z * \sqrt{K_z * M_z}$

$$B_z = 2 * 0.468 * \sqrt{428286.438 \text{ tonf/m} * 4.815 \text{ tonf} * s^2 * m}$$

$$B_z = 1343.664 \text{ tonf} * s/m$$

- $B_{\varphi x} = 2 * \beta_{\varphi x} * \sqrt{K_{\varphi x} * M_{\varphi x'}}$

$$B_{\varphi x} = 2 * 0.234 * \sqrt{43196970.144 \text{ tonf/m} * 242.997 \text{ tonf} * s^2 * m}$$

$$B_{\varphi x} = 47933.249 \text{ tonf} * s/m$$

- $B_{\varphi y} = 2 * \beta_{\varphi y} * \sqrt{K_{\varphi y} * M_{\varphi y'}}$

$$B_{\varphi y} = 2 * 0.234 * \sqrt{285524.292 \text{ tonf/m} * 1.797 \text{ tonf} * s^2 * m}$$

$$B_{\varphi y} = 335.169 \text{ tonf} * s/m$$

- $B_{\psi z} = 2 * \beta_{\psi z} * \sqrt{K_{\psi z} * M_{\psi z'}}$

$$B_{\psi z} = 2 * 0.14 * \sqrt{21741247.218 \text{ tonf/m} * 244.409 \text{ tonf} * s^2 * m}$$

$$B_{\psi z} = 20462.661 \text{ tonf} * s/m$$

A continuación, se muestra un cuadro resumen con los valores de las rigideces y amortiguamientos para toda la cimentación:

Tabla 14:

Parámetros de rigidez y amortiguamiento - Norma Rusa.

MODELO DINAMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87						
L1	Coeficientes de rigidez					
	K _x (tonf/m)	K _y (tonf/m)	K _z (tonf/m)	K _{φ_x} (tonf-m)	K _{φ_y} (tonf-m)	K _{φ_z} (tonf-m)
	299800.507	299800.507	428286.438	43196970.144	285524.292	21741247.218
L2	Coeficientes de amortiguamiento					
	B _x (tonf-s/m)	B _y (tonf-s/m)	B _z (tonf-s/m)	B _{φ_x} (tonf-s-m)	B _{φ_y} (tonf-s-m)	B _{φ_z} (tonf-s-m)
	674.514	674.514	1343.664	47933.249	335.169	20462.661

	K_x (tonf/m)	K_y (tonf/m)	K_z (tonf/m)	$K\phi_x$ (tonf-m)	$K\phi_y$ (tonf-m)	$K\phi_z$ (tonf-m)
	163084.781	163084.781	232978.258	21443707.19	38829.71	10741268.45
	Coefficientes de amortiguamiento					
	B_x (tonf-s/m)	B_y (tonf-s/m)	B_z (tonf-s/m)	$B\phi_x$ (tonf-s-m)	$B\phi_y$ (tonf-s-m)	$B\phi_z$ (tonf-s-m)
	322.121	322.121	641.681	20890.434	46.000	8875.253
L3	Coefficientes de rigidez					
	K_x (tonf/m)	K_y (tonf/m)	K_z (tonf/m)	$K\phi_x$ (tonf-m)	$K\phi_y$ (tonf-m)	$K\phi_z$ (tonf-m)
	35604.347	35604.347	50863.353	211930.639	3051.801	107491.22
	Coefficientes de amortiguamiento					
	B_x (tonf-s/m)	B_y (tonf-s/m)	B_z (tonf-s/m)	$B\phi_x$ (tonf-s-m)	$B\phi_y$ (tonf-s-m)	$B\phi_z$ (tonf-s-m)
	41.122	41.122	81.917	121.828	2.654	51.935
L4	Coefficientes de rigidez					
	K_x (tonf/m)	K_y (tonf/m)	K_z (tonf/m)	$K\phi_x$ (tonf-m)	$K\phi_y$ (tonf-m)	$K\phi_z$ (tonf-m)
	35604.347	35604.347	50863.353	211930.639	3051.801	107491.22
	Coefficientes de amortiguamiento					
	B_x (tonf-s/m)	B_y (tonf-s/m)	B_z (tonf-s/m)	$B\phi_x$ (tonf-s-m)	$B\phi_y$ (tonf-s-m)	$B\phi_z$ (tonf-s-m)
	41.122	41.122	81.917	121.828	2.654	51.935

2.4.8. Modelamiento y análisis estructural usando el software ETABS V22

Es este apartado usamos los datos recopilados en los capítulos anteriores como dimensiones de elementos estructurales, propiedades de los materiales para modelar la estructura y realizar el análisis sísmico usando el método tradicional de base empotrada y los modelos ISE, esto nos permitirá conocer los valores de periodos de vibración, desplazamientos, derivas y fuerzas en los elementos estructurales.

2.4.8.1. Configuración de grillas y niveles

Creación de grillas que representan las dimensiones de la estructura. Se ha considerado usar las dimensiones en la dirección X la dirección más larga y la dirección más corta la dirección Y, tal como se ha considerado en los planos elaborados en los planos del Expediente Técnico.

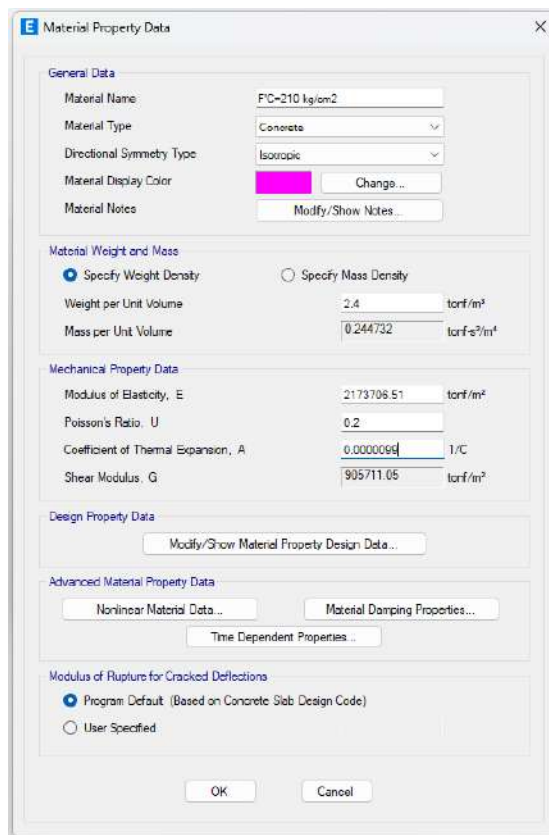
2.4.8.2. Caracterización de materiales

Se ha caracterizado en el programa los siguientes materiales:

- Concreto: $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$.
- Albañilería: $f'm = 65 \text{ kgf/cm}^2$.
- Acero: $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

Figura 14:

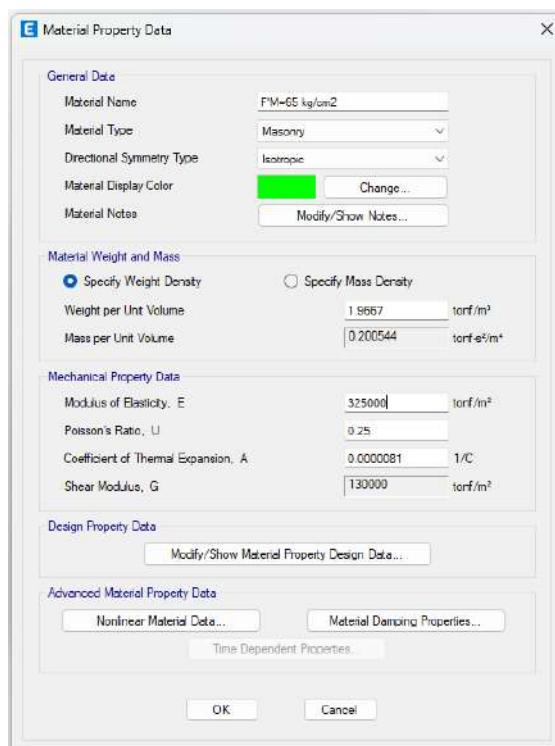
Caracterización de propiedades de materiales – Concreto: $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$.



The dialog box 'Material Property Data' is shown for a concrete material. It contains several sections: 'General Data' with fields for Material Name (F'c=210 kg/cm2), Material Type (Concrete), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (a pink square), and Material Notes; 'Material Weight and Mass' with radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density', and input fields for Weight per Unit Volume (2.4 tonf/m³) and Mass per Unit Volume (0.244732 tonf-s³/m⁴); 'Mechanical Property Data' with input fields for Modulus of Elasticity, E (2173708.51 tonf/m²), Poisson's Ratio, U (0.2), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000069 1/C), and Shear Modulus, G (905711.05 tonf/m²); 'Design Property Data' with a button 'Modify/Show Material Property Design Data...'; 'Advanced Material Property Data' with buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'; and 'Modulus of Rupture for Cracked Deflections' with radio buttons for 'Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)' (selected) and 'User Specified'. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 15:

Caracterización de propiedades de materiales – Albañilería: $f'm = 65 \text{ kgf/cm}^2$.



The dialog box 'Material Property Data' is shown for a masonry material. It contains several sections: 'General Data' with fields for Material Name (F'M=65 kg/cm2), Material Type (Masonry), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (a green square), and Material Notes; 'Material Weight and Mass' with radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density', and input fields for Weight per Unit Volume (1.9667 tonf/m³) and Mass per Unit Volume (0.200544 tonf-s³/m⁴); 'Mechanical Property Data' with input fields for Modulus of Elasticity, E (325000 tonf/m²), Poisson's Ratio, U (0.25), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000081 1/C), and Shear Modulus, G (130000 tonf/m²); 'Design Property Data' with a button 'Modify/Show Material Property Design Data...'; 'Advanced Material Property Data' with buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'; and 'Modulus of Rupture for Cracked Deflections' with radio buttons for 'Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)' (selected) and 'User Specified'. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 16:

Caracterización de propiedades de materiales – Acero: $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

The dialog box 'Material Property Data' is shown with the following settings:

- General Data:**
 - Material Name: FY=4200 KG/CM2
 - Material Type: Rebar
 - Directional Symmetry Type: Uniaxial
 - Material Display Color: Yellow
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density (selected) / Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 7.85 tonf/m³
 - Mass per Unit Volume: 0.800477 tonf-s²/m⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 20000000 tonf/m²
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C
- Design Property Data:**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...

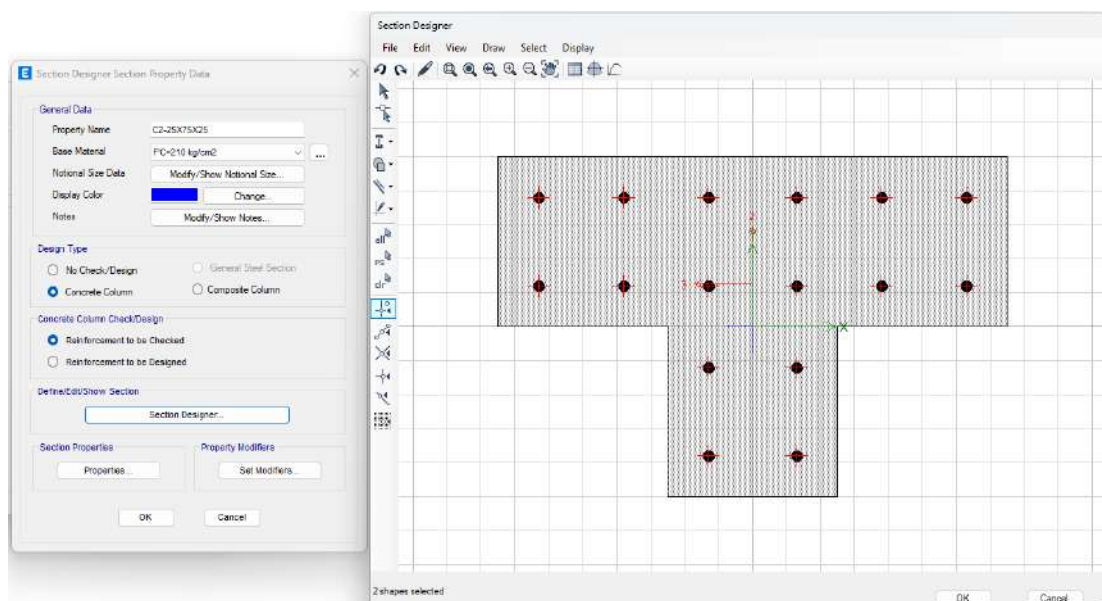
Buttons: OK, Cancel

2.4.8.3. Modelación de elementos estructurales

Se ha modelado los elementos estructurales con las dimensiones, materiales y refuerzos según los determinados en el Expediente Técnico.

Figura 17:

Modelación de elemento tipo columna: C2-(0.25X0.75X0.25).



2.4.8.4. Asignación de patrones de carga y aplicación de cargas

Se ha considerado las cargas conforme a lo establecido en la norma E.020 Cargas, además se ha definido los casos sísmicos estáticos y dinámicos conforme a la norma E.030 Diseño Sismorresistente.

2.4.8.5. Configuración de los espectros de respuesta en ETABS

Se ha definido en el software teniendo en los parámetros sísmicos establecidos en la norma E.030, y calculados anteriormente, se ha considerado un factor de amortiguamiento crítico del 5%.

2.4.8.6. Aplicación de métodos de cálculo de sismo en ambas direcciones.

La norma E.030 indica usar los métodos de Combinación Cuadrática Completa (CQC) y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados SRSS.

2.4.8.7. Combinación para verificación de derivas y desplazamientos.

Se crea la combinación de sismos dinámicos en ambas direcciones con el respectivo modificador para incremento de desplazamientos inelásticos.

2.4.8.8. Combinaciones de carga.

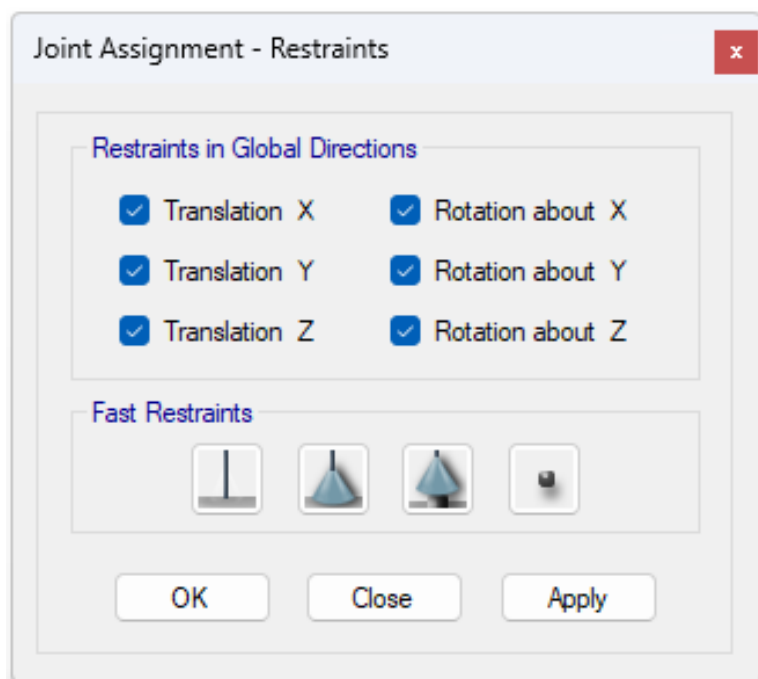
Se empleará las combinaciones de cargas que están establecidas por la norma peruana E.060, la cual nos indica los factores de aumento de carga y las relaciones correspondientes. Además, se incluirá la envolvente como una combinación dentro del diseño.

2.4.8.9. Asignación de restricciones en la base.

Para el modelo de base empotrada se asignarán las restricciones a los desplazamientos rotacionales y traslacionales en todas las direcciones globales.

Figura 18:

Asignación de restricciones en la base para el modelo de base empotrada.



Para los modelos dinámicos se asignarán las restricciones a través de la opción Link/Suport Properties ya que esta opción permite ingresar la rigideces y amortiguamiento para el caso de que el modelo no presente valores para amortiguamiento se asignara a través de Point Spring Properties (D.D. Barkan-O.A. Savinov).

Figura 19:

Asignación de restricciones para el modelo dinámico D.D. Barkan-O.A. Savinov.

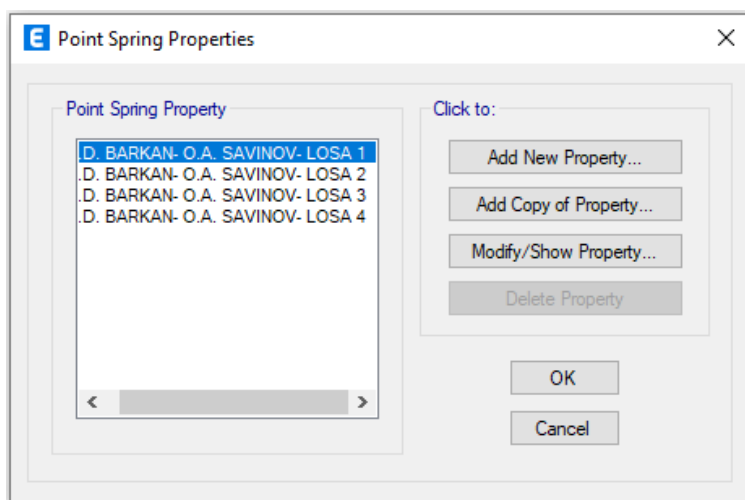
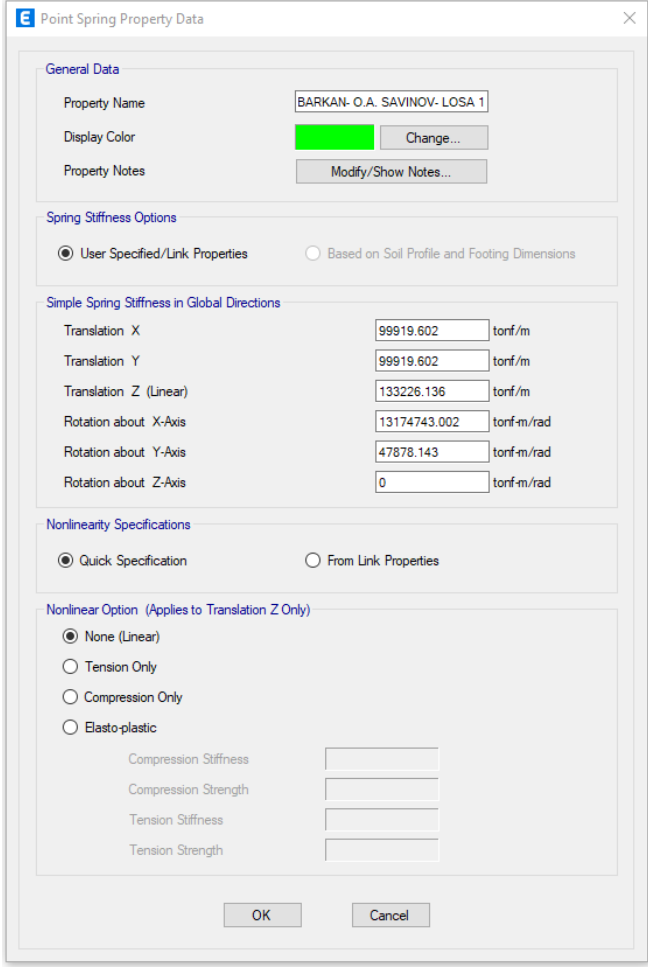


Figura 20:

Asignación de los valores de rigideces y amortiguamientos para el modelo dinámico D.D. Barkan-O.A. Savinov.



The dialog box is titled "Point Spring Property Data". It contains several sections:

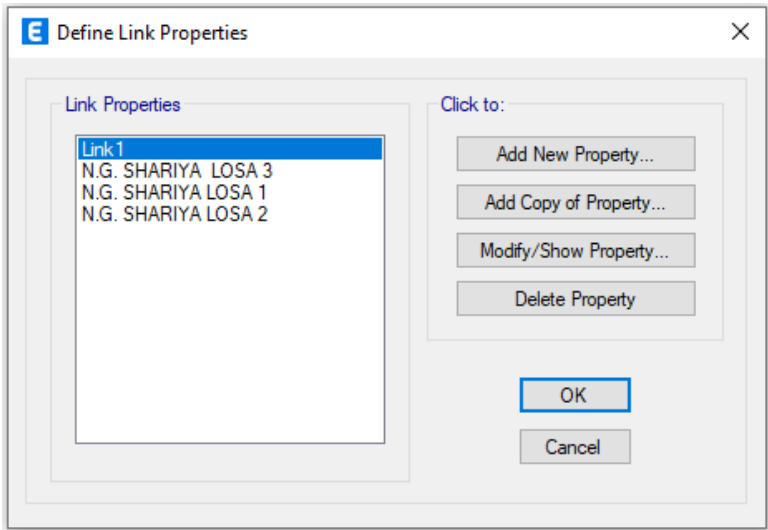
- General Data:** Property Name is "BARKAN- O.A. SAVINOV- LOSA 1". Display Color is a green square with a "Change..." button. Property Notes has a "Modify/Show Notes..." button.
- Spring Stiffness Options:** Two radio buttons: "User Specified/Link Properties" (selected) and "Based on Soil Profile and Footing Dimensions".
- Simple Spring Stiffness in Global Directions:** A table of stiffness values:

Direction	Value	Unit
Translation X	99919.602	tonf/m
Translation Y	99919.602	tonf/m
Translation Z (Linear)	133226.136	tonf/m
Rotation about X-Axis	13174743.002	tonf-m/rad
Rotation about Y-Axis	47878.143	tonf-m/rad
Rotation about Z-Axis	0	tonf-m/rad
- Nonlinearity Specifications:** Two radio buttons: "Quick Specification" (selected) and "From Link Properties".
- Nonlinear Option (Applies to Translation Z Only):** Four radio buttons: "None (Linear)" (selected), "Tension Only", "Compression Only", and "Elasto-plastic". Below these are four input fields for "Compression Stiffness", "Compression Strength", "Tension Stiffness", and "Tension Strength".

At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 21:

Asignación de restricciones para el modelo dinámico N.G. Shariya.



The dialog box is titled "Define Link Properties". It contains two main sections:

- Link Properties:** A list box containing "Link 1", "N.G. SHARIYA LOSA 3", "N.G. SHARIYA LOSA 1", and "N.G. SHARIYA LOSA 2". "Link 1" is selected.
- Click to:** A group of four buttons: "Add New Property...", "Add Copy of Property...", "Modify/Show Property...", and "Delete Property".

At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 22:

Asignación de los valores de rigideces y amortiguamientos para el modelo dinámico N.G. Shariya.

Link Property Data

General

Link Property Name: N.G. SHARIYA LOSA 1

Link Type: Damper - Exponential

Link Property Notes: Modify/Show Notes...

P-Delta Parameters: Modify/Show...

Acceptance Criteria: Modify/Show...

None specified

Total Mass and Weight

Mass: 0 tonf-s²/m

Weight: 0 tonf

Rotational Inertia 1: 0 tonf-m-s²

Rotational Inertia 2: 0 tonf-m-s²

Rotational Inertia 3: 0 tonf-m-s²

Factors for Line and Area Springs

Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: 1 m

Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: 1 m²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
☒ U1	☐	☐	Modify/Show for U1...
☒ U2	☐	☐	Modify/Show for U2...
☒ U3	☐	☐	Modify/Show for U3...

Fix All

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
☒ R1	☐	☐	Modify/Show for R1...
☒ R2	☐	☐	Modify/Show for R2...
☒ R3	☐	☐	Modify/Show for R3...

Clear All

Stiffness Options

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases:

Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping:

Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor: 1

OK Cancel

2.5. Presentación de resultados

En esta sección se presentan los resultados obtenidos del modelamiento y análisis estructural de la edificación, desarrollado mediante el software ETABS V22. El modelo estructural fue elaborado a partir de la información proporcionada en el Expediente Técnico del proyecto, considerando tanto las características geométricas como las propiedades mecánicas de los materiales y elementos estructurales.

Para el análisis se implementaron modelos dinámicos que incorporan la Interacción Suelo-Estructura, con el objetivo de determinar la variación del comportamiento estructural del Módulo A de la I.E. Primaria y Secundaria N°17524 - San Agustín. A partir del análisis, se obtuvieron

parámetros clave como los periodos fundamentales de vibración, desplazamientos laterales máximos, derivas de entrepiso, y las fuerzas internas desarrolladas en los elementos estructurales principales (vigas y columnas).

Los resultados obtenidos permiten analizar cómo varía el comportamiento estructural de la edificación al aplicar el método tradicional de base empotrada en comparación con los modelos dinámicos de ISE.

2.5.1. Periodos de vibración

En la Tabla 15 se presentan los valores de los periodos fundamentales de vibración correspondientes a los seis primeros modos obtenidos a partir del análisis modal, tanto para el modelo con base empotrada como para los modelos dinámicos que consideran la Interacción Suelo-Estructura (ISE) (D.D. Barkan – O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian y la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87).

Los periodos fueron calculados mediante el software ETABS V22, tomando en cuenta las propiedades dinámicas del suelo y la configuración estructural del Módulo A de la I.E. N.º 17524 - San Agustín.

Tabla 15:

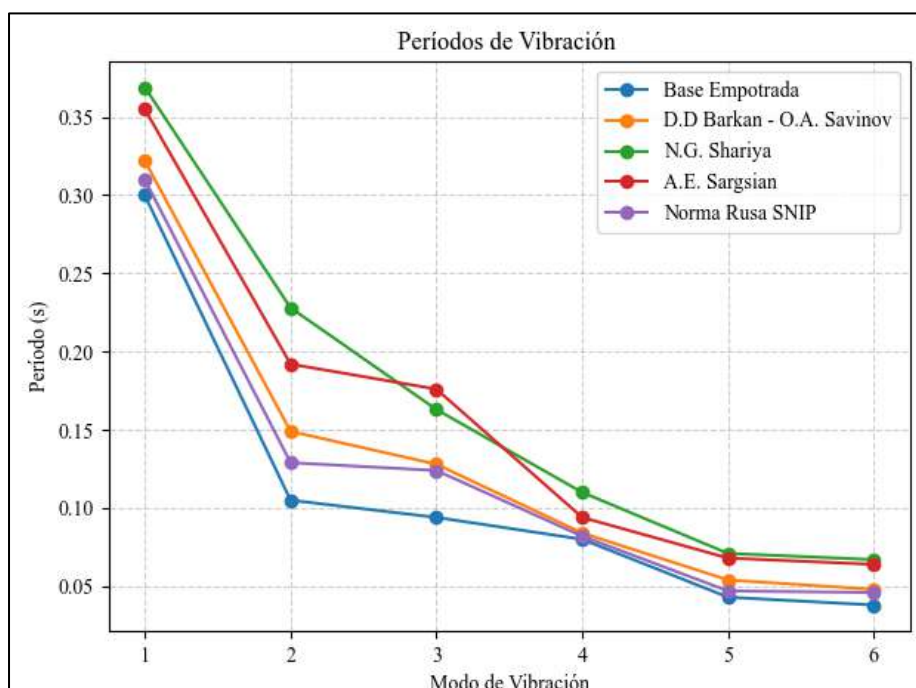
Valores de los periodos de vibración para los diferentes.

Modo	Periodos De Vibración				
	Base Empotrada	D.D Barkan-O.A. Savinov	N.G. Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
1	0.3	0.322	0.369	0.355	0.31
2	0.105	0.149	0.228	0.192	0.129
3	0.094	0.128	0.163	0.176	0.124
4	0.08	0.084	0.11	0.094	0.082
5	0.043	0.054	0.071	0.068	0.047
6	0.038	0.048	0.067	0.064	0.046

En la Tabla 15 se presentan los resultados para los periodos de vibración de la edificación, en el cual se puede observar que los periodos incrementaron para los modelos dinámicos respecto al de Base Empotrada.

Figura 23:

Comparación de los periodos de vibración para los diferentes modelos.



En la Figura 23 podemos apreciar como variaron los 6 modos de vibración, en el cual los modelos dinámicos N.G. Shariya y A.E. Sargsian son los que más incrementaron respecto al modelo de Base Empotrada.

En la siguiente tabla se presentan las variaciones porcentuales de los periodos de vibración:

Tabla 16:

Variación de los periodos de vibración.

Modo	Base Empotrada	D.D Barkan-O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
1	0.3	0.322	0.369	0.355	0.31
2	0.105	0.149	0.228	0.192	0.129
3	0.094	0.128	0.163	0.176	0.124
4	0.08	0.084	0.11	0.094	0.082
5	0.043	0.054	0.071	0.068	0.047
6	0.038	0.048	0.067	0.064	0.046
%Variación-Modo 1	100.00%	107.33%	123.00%	118.33%	103.33%
%Variación-Modo 2	100.00%	141.90%	217.14%	182.86%	122.86%
%Variación-Modo 3	100.00%	136.17%	173.40%	187.23%	131.91%
%Variación-Modo 4	100.00%	105.00%	137.50%	117.50%	102.50%
%Variación-Modo 5	100.00%	125.58%	165.12%	158.14%	109.30%
%Variación-Modo 6	100.00%	126.32%	176.32%	168.42%	121.05%

2.5.2. Desplazamientos

En las Tabla 17 y 18, se muestran los valores de desplazamientos laterales máximos obtenidos para los ejes principales X-X y Y-Y, correspondientes a cada piso del Módulo A de la I.E. N°17524 - San Agustín. Los resultados se comparan entre el modelo de base empotrada y los modelos dinámicos que consideran la Interacción Suelo-Estructura (ISE) (D.D. Barkan – O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian y la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87).

2.5.2.1. Desplazamientos en dirección X- X

Tabla 17:

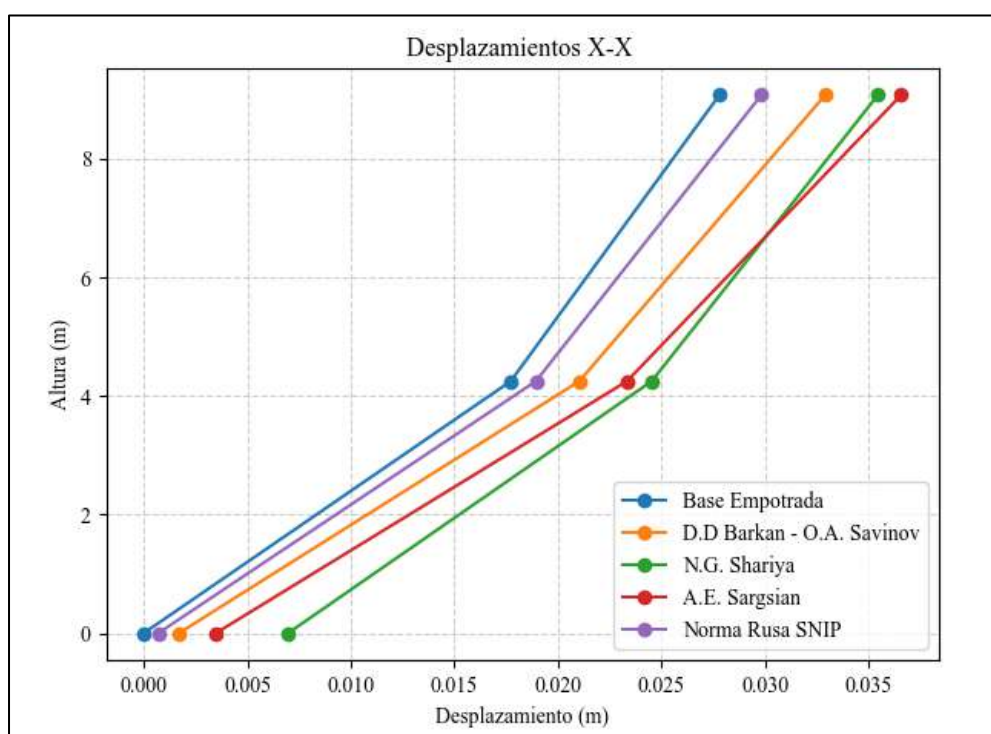
Resultados de los desplazamientos de la estructura en dirección X.

DESPLAZAMIENTOS X-X (M)					
Piso	Base Empotrada	D.D Barkan-O.A. Savinov	N.G. Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
2	0.027802	0.03291	0.035457	0.036582	0.029827
1	0.017727	0.02104	0.024536	0.023343	0.018943

En la Tabla 17 se muestran los resultados de los desplazamientos en dirección X, donde se evidencia un incremento en los modelos que consideran la interacción suelo-estructura respecto al modelo de Base Empotrada.

Figura 24:

Comparación de los desplazamientos de la estructura en dirección X.



En la Figura 24 podemos ver la variación de los desplazamientos de entrepiso, en el cual los Modelos Dinámicos incrementan los desplazamientos respecto al modelo de Base Empotrada.

2.5.2.2. Desplazamientos en dirección Y- Y

Tabla 18:

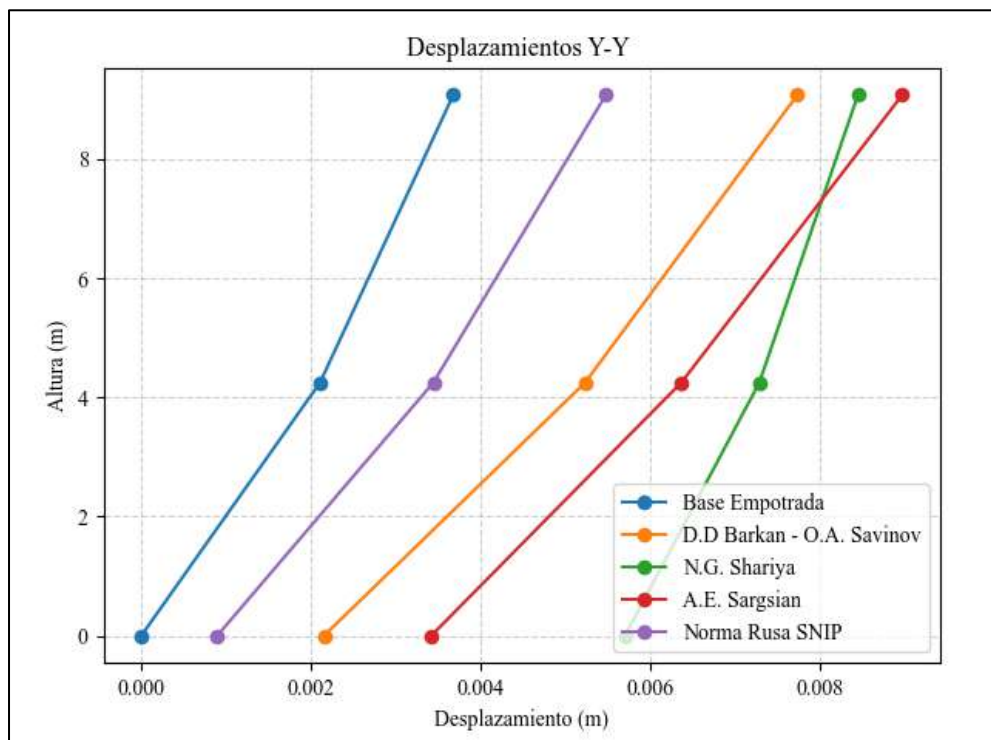
Resultados de los desplazamientos de la estructura en dirección Y.

Piso	Desplazamientos Y-Y (m)				
	Base Empotrada	D.D Barkan-O.A. Savinov	N.G. Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
2	0.003677	0.007735	0.008451	0.008973	0.005476
1	0.002108	0.005235	0.007289	0.006369	0.003445

En la Tabla 18 se muestran los resultados de los desplazamientos en dirección Y, donde se evidencia un incremento en los modelos que consideran la interacción suelo-estructura respecto al modelo de Base Empotrada.

Figura 25:

Comparación de los desplazamientos de la estructura en dirección Y.



En la Figura 25 podemos ver la variación de los desplazamientos de entrepiso, en el cual los Modelos Dinámicos incrementan los desplazamientos respecto al modelo de Base Empotrada.

En las siguientes tablas se muestra la variación porcentual de los desplazamientos tanto en la dirección X, como en la dirección Y.

Tabla 19:

Variación porcentual de los desplazamientos en dirección X.

Piso	Base Empotrada	D.D Barkan-O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
2	0.027802	0.03291	0.035457	0.036582	0.029827
1	0.017727	0.02104	0.024536	0.023343	0.018943
%Variación	100.00%	118.37%	127.53%	131.58%	107.28%
%Variación	100.00%	118.69%	138.41%	131.68%	106.86%

Tabla 20:

Variación porcentual de los desplazamientos en dirección Y.

Piso	Base Empotrada	D.D Barkan-O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
2	0.003677	0.007735	0.008451	0.008973	0.005476
1	0.002108	0.005235	0.007289	0.006369	0.003445
%Variación	100.00%	210.36%	229.83%	244.03%	148.93%
%Variación	100.00%	248.34%	345.78%	302.13%	163.43%

2.5.3. Derivas.

En la Tablas 21 y 22, se presentan los valores de derivas obtenidas para las direcciones principales X-X y Y-Y, en cada piso del Módulo A de la I.E. N.º 17524 - San Agustín. Se comparan los resultados del modelo con base empotrada con los modelos dinámicos que consideran la Interacción Suelo-Estructura (ISE) (D.D. Barkan – O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian y la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87).

2.5.3.1. Derivas en dirección X- X.

Tabla 21:

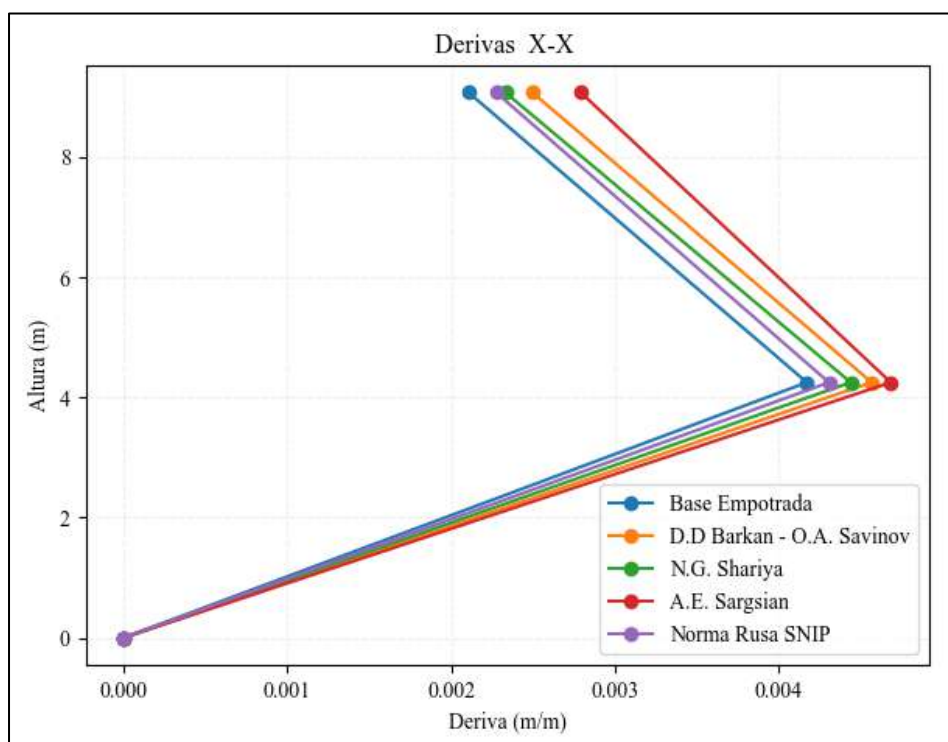
Resultados de las derivas de la estructura en dirección X.

Derivas X-X					
Piso	Base Empotrada	D.D Barkan-O.A. Savinov	N.G. Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
2	0.002106	0.002496	0.002331	0.002791	0.002274
1	0.004171	0.004567	0.004439	0.004684	0.004306

De la Tabla 21 se puede apreciar los valores de las derivas en dirección X, donde se evidencia un incremento en los modelos que consideran la interacción suelo-estructura respecto al modelo de Base Empotrada.

Figura 26:

Comparación de las derivas de la estructura en dirección X.



En la Figura 26 se pueden apreciar las derivas en dirección X para los diferentes Modelos Dinámicos, en donde el mayor valor de deriva corresponde al Modelo Dinámico A.E. Sargsian tanto como para el primer nivel, como para el segundo nivel.

2.5.3.2. Derivas en dirección Y-Y .

Tabla 22:

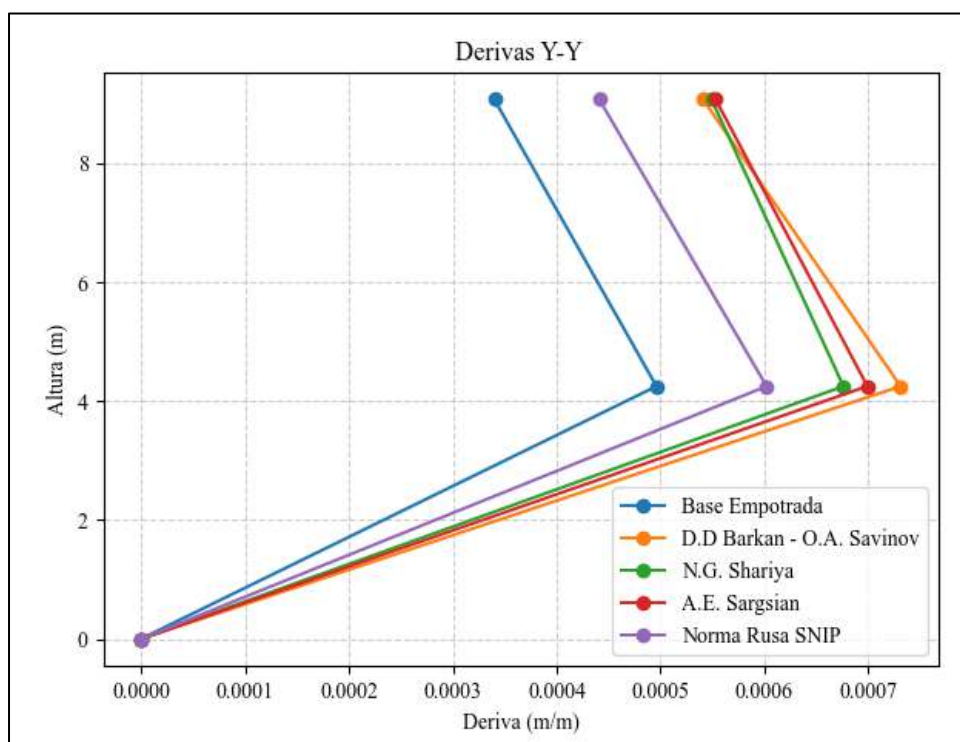
Resultados de las derivas de la estructura en dirección Y.

Derivas Y-Y					
Piso	Base Empotrada	D.D Barkan-O.A. Savinov	N.G. Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
2	0.00034	0.000541	0.000549	0.000553	0.000441
1	0.000496	0.000731	0.000676	0.000699	0.000602

De la Tabla 22 se puede apreciar los valores de las derivas en dirección Y, donde se evidencia un incremento en los modelos que consideran la interacción suelo-estructura respecto al modelo de Base Empotrada.

Figura 27:

Comparación de las derivas de la estructura en dirección Y.



En la Figura 27 se pueden apreciar las derivas en la dirección Y para los diferentes Modelos Dinámicos, en donde el mayor valor de deriva corresponde al Modelo Dinámico D.D. Barkan-O.A. Savinov para el primer nivel y para el segundo nivel el Modelo Dinámico A.E. Sargsian.

En las siguientes tablas se muestra la variación porcentual de los desplazamientos tanto en la dirección X, como en la dirección Y.

Tabla 23:

Variación porcentual de las derivas en la dirección X.

Piso	Base Empotrada	D.D Barkan-O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
2	0.002106	0.002496	0.002331	0.002791	0.002274
1	0.004171	0.004567	0.004439	0.004684	0.004306
%Variación	100.00%	118.52%	110.68%	132.53%	107.98%
%Variación	100.00%	109.49%	106.43%	112.30%	103.24%

Tabla 24:*Variación porcentual de las derivas en la dirección Y.*

Piso	Base Empotrada	D.D Barkan-O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
2	0.00034	0.000541	0.000549	0.000553	0.000441
1	0.000496	0.000731	0.000676	0.000699	0.000602
%Variación	100.00%	159.12%	161.47%	162.65%	129.71%
%Variación	100.00%	147.38%	136.29%	140.93%	121.37%

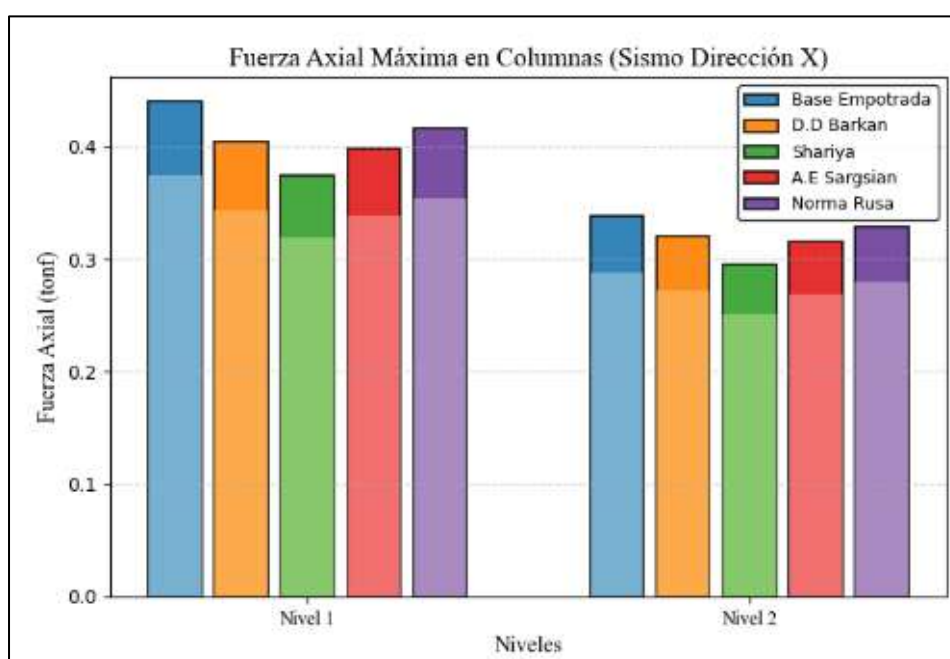
2.5.4. Fuerzas internas en los elementos estructurales.**2.5.4.1. Fuerzas internas en la columna (C2- 25X75X25).**– *Fuerzas Axiales:***Tabla 25:***Valores para la fuerza axial en la columna 25x75x25cm en dirección X.*

Fuerza Axial Máxima - Columna 25x75x25 cm (Tonf)					
Nivel	Base Empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	N.G. Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
2	1.9543	1.6268	1.2372	1.4761	1.7617
1	2.9756	2.4824	1.9523	2.2868	2.6806

De la Tabla 25 se presentan los valores máximos de la fuerza axial en la columna (25×75×25 cm) bajo la acción sísmica en dirección X. Al comparar los resultados con el modelo de base empotrada, se observa que todas las variaciones son negativas, es decir, las fuerzas axiales disminuyen en los modelos que consideran la interacción suelo-estructura.

Figura 28:

Comparación de los valores de la fuerza axial en la columna 25x75x25cm en dirección X.



En la Figura 28 se aprecia la disminución de las fuerzas axiales en la columna para el sismo en dirección X para los Modelos Dinámicos, se puede apreciar que hay una reducción significativa de estas fuerzas.

Tabla 26:

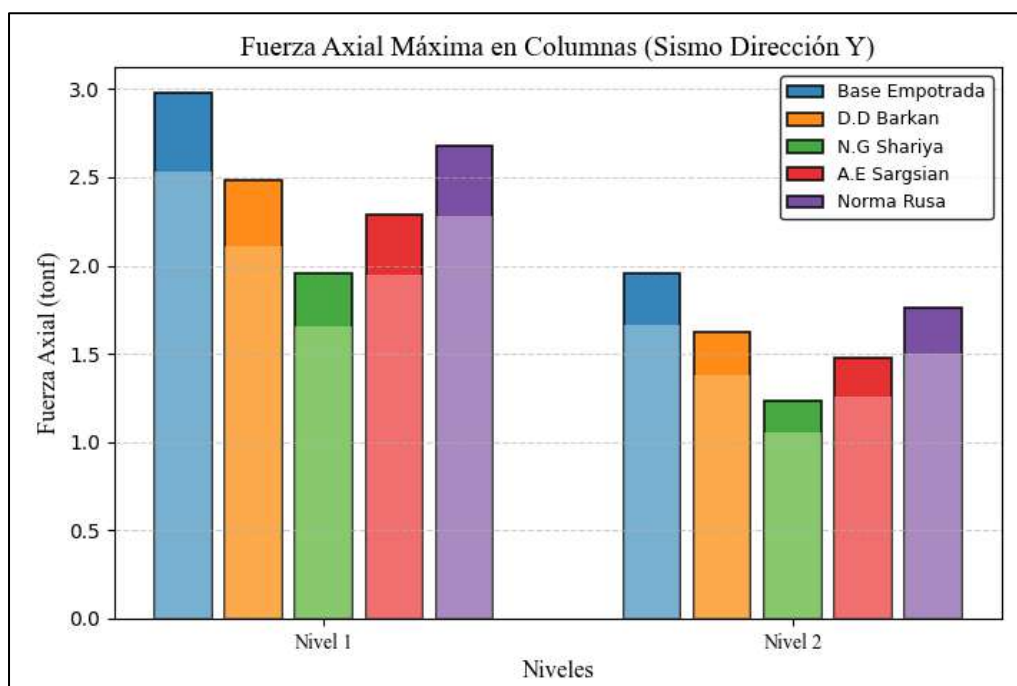
Valores para la fuerza axial en la columna 25x75x25cm en dirección Y.

Fuerza Axial Máxima - Columna 25x75x25 cm (Tonf)					
Nivel	Base Empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	N.G. Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
2	0.3391	0.3205	0.2957	0.316	0.3296
1	0.4404	0.4047	0.3752	0.3986	0.4169

De la Tabla 26 se presentan los valores máximos de la fuerza axial en la columna (25×75×25 cm) bajo la acción sísmica en dirección Y. Al comparar los resultados con el modelo de base empotrada, se observa que todas las variaciones son negativas, es decir, las fuerzas axiales disminuyen en los modelos que consideran la interacción suelo-estructura.

Figura 29:

Comparación de los valores de la fuerza axial en la columna 25x75x25cm en dirección Y.



En la Figura 29 se aprecia la disminución de las fuerzas axiales en la columna para el sismo en dirección Y para los Modelos Dinámicos, se puede apreciar que hay una reducción significativa de estas fuerzas.

– **Cortantes:**

Tabla 27:

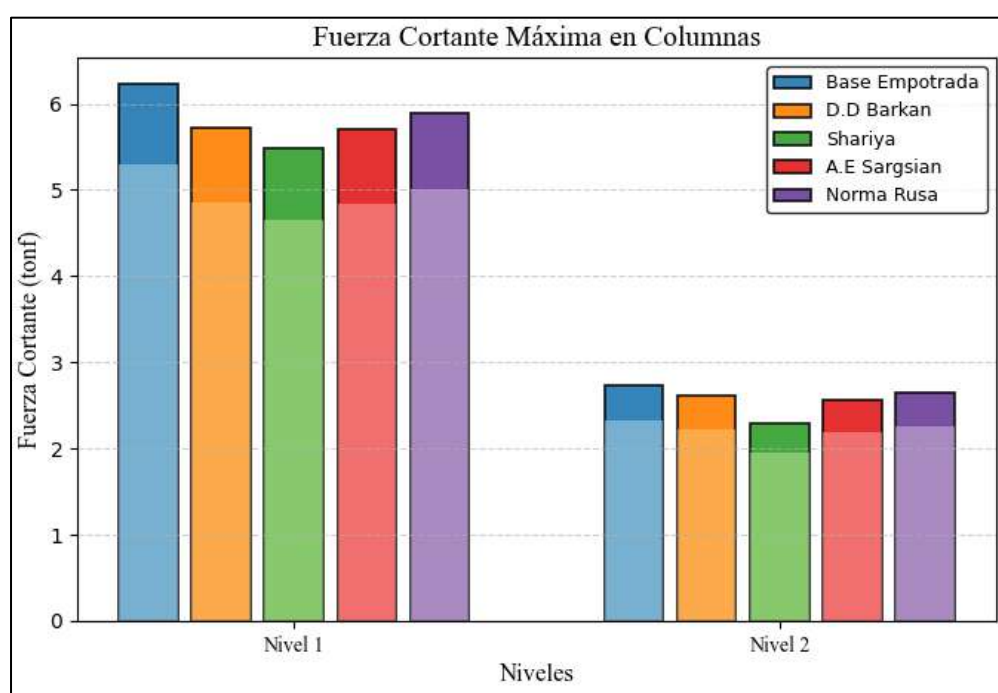
Valores para la fuerza cortante en la columna 25x75x25cm en dirección X.

Fuerza Cortante Máxima Columna 25x75x25 cm					
Nivel	Base Empotrada	D.D Barkan – O.A. Savinov	N.G. Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
2	2.5013	2.2801	1.7685	2.0374	2.2025
1	5.9368	5.1625	4.4231	4.7027	5.0524

De la Tabla 27 se presentan los valores para las fuerzas cortantes en la columna (25×75×25 cm) bajo la acción sísmica en dirección X. Al comparar los resultados con el modelo de base empotrada, se observa que todas las variaciones son negativas, es decir, las fuerzas axiales disminuyen en los modelos que consideran la interacción suelo-estructura.

Figura 30:

Comparación de los valores para la fuerza cortante en la columna 25x75x25cm en dirección X.



En la Figura 30 se aprecia la disminución de las fuerzas cortantes en la columna para el sismo en dirección X para los Modelos Dinámicos, se puede apreciar que hay una reducción significativa de estas fuerzas.

Tabla 28:

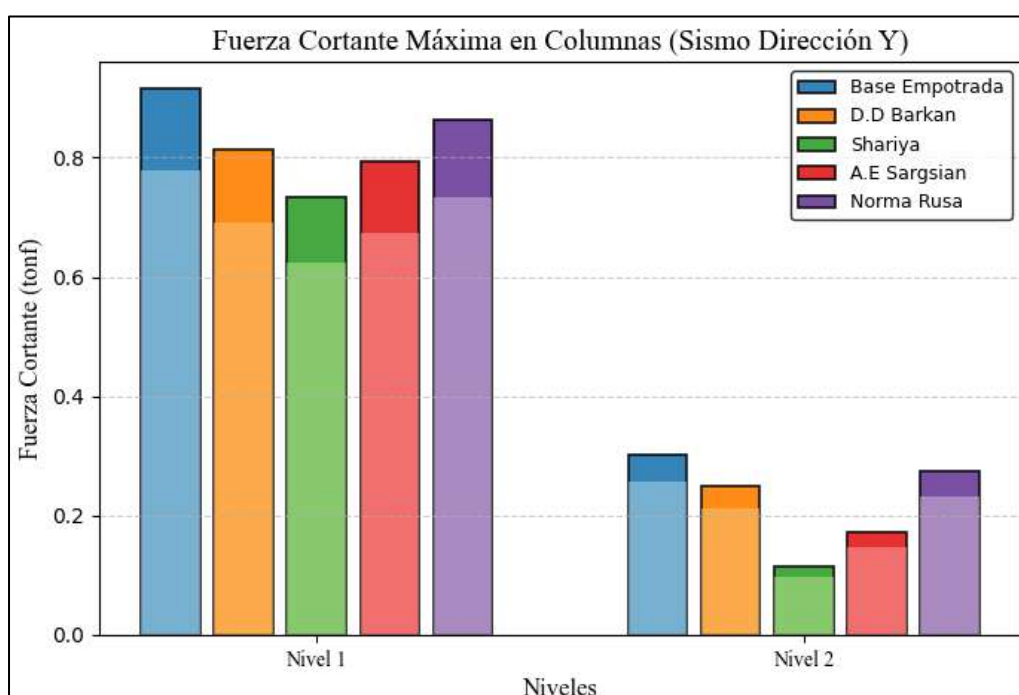
Valores para la fuerza cortante en la columna 25x75x25cm en dirección Y.

Fuerza Cortante Máxima Columna 25x75x25 cm					
Nivel	Base Empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
2	0.3026	0.2487	0.1145	0.1726	0.2733
1	0.9151	0.8144	0.7349	0.793	0.8637

De la Tabla 28 se presentan los valores para las fuerzas cortantes en la columna (25×75×25 cm) bajo la acción sísmica en dirección Y. Al comparar los resultados con el modelo de base empotrada, se observa que todas las variaciones son negativas, es decir, las fuerzas axiales disminuyen en los modelos que consideran la interacción suelo-estructura.

Figura 31:

Comparación de los Valores para la fuerza cortante en la columna 25x75x25cm en dirección Y.



En la Figura 31 se aprecia la disminución de las fuerzas cortantes en la columna para el sismo en dirección Y para los Modelos Dinámicos, se puede apreciar que hay una reducción significativa de estas fuerzas.

– **Momentos:**

Tabla 29:

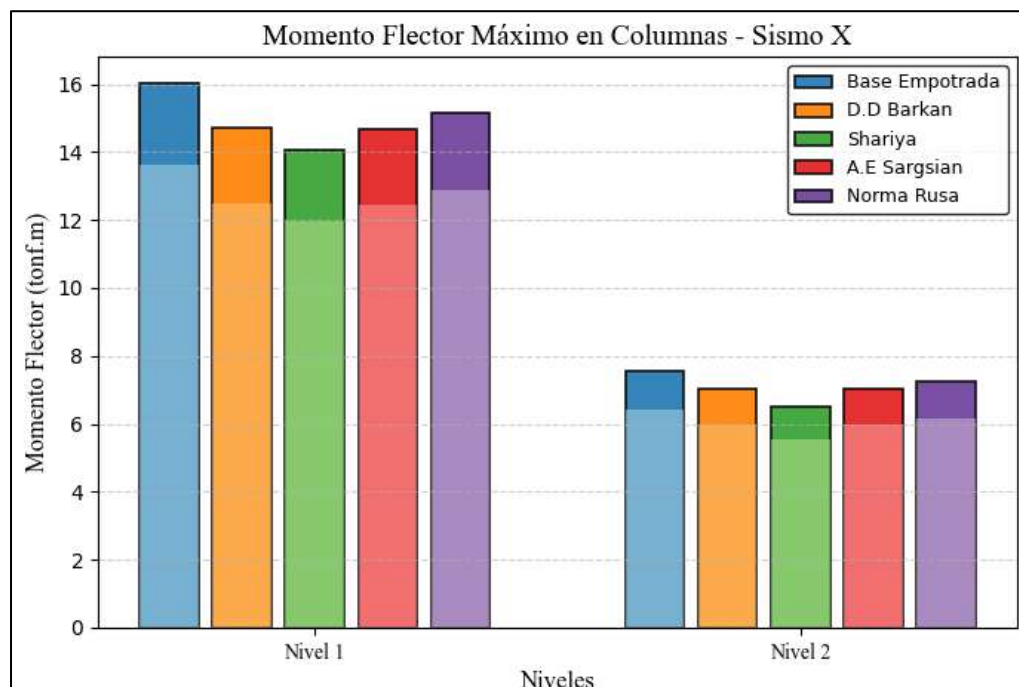
Valores para el momento flector de la columna 25x75x25cm en dirección X.

Momento Flector Columna 25x75x25 cm					
Nivel	Base Empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
2	7.5738	7.0507	6.5214	7.02	7.2452
1	16.0111	14.7069	14.0562	14.6638	15.1413

De la Tabla 28 se presentan los valores para los momentos flectores en la columna (25×75×25 cm) bajo la acción sísmica en dirección X. Al comparar los resultados con el modelo de base empotrada, se observa que todas las variaciones son negativas, es decir, las fuerzas axiales disminuyen en los modelos que consideran la interacción suelo-estructura.

Figura 32:

Comparación de los valores para el momento flector de la columna 25x75x25cm en dirección X.



En la Figura 32 se aprecia la disminución de los momentos flectores en la columna para el sismo en dirección X para los Modelos Dinámicos, se puede apreciar que hay una reducción significativa de estas fuerzas.

Tabla 30:

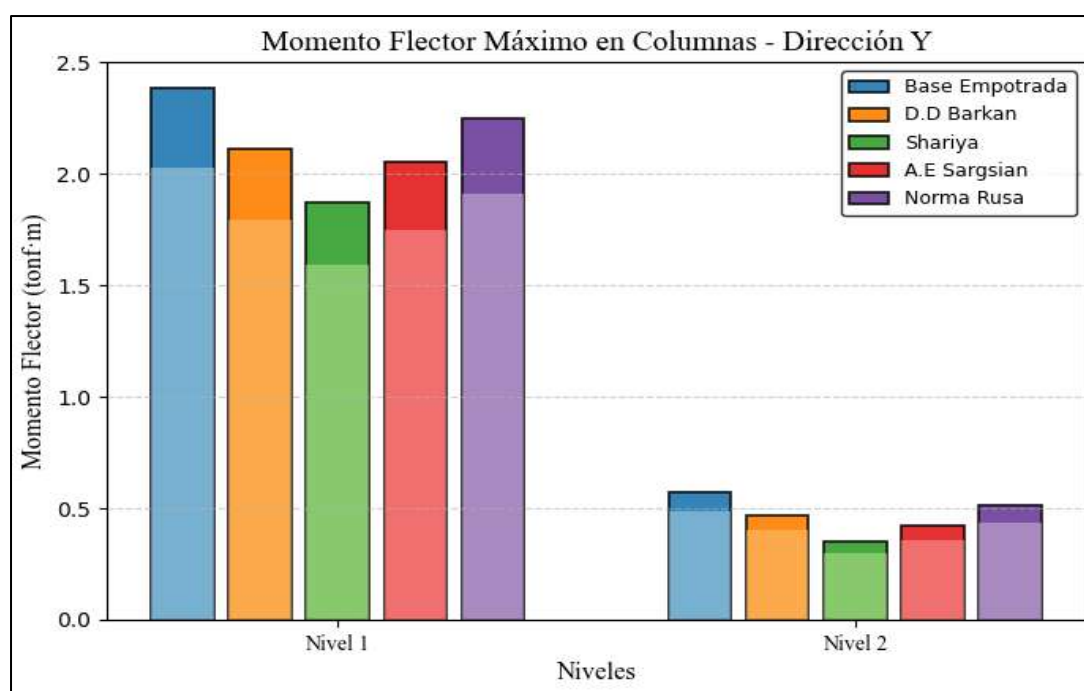
Valores para el momento flector de la columna 25x75x25cm en dirección Y.

Momento Flector Columna 25x75x25 cm					
Nivel	Base Empotrada	D.D. Barkan-O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
2	0.5722	0.4702	0.349	0.4205	0.5103
1	2.3826	2.1121	1.873	2.053	2.2479

De la Tabla 30 se presentan los valores para los momentos flectores en la columna (25×75×25 cm) bajo la acción sísmica en dirección Y. Al comparar los resultados con el modelo de base empotrada, se observa que todas las variaciones son negativas, es decir, las fuerzas axiales disminuyen en los modelos que consideran la interacción suelo-estructura.

Figura 33:

Comparación de los valores para el momento flector de la columna 25x75x25cm en dirección X.



En la Figura 33 se aprecia la disminución de los momentos flectores en la columna para el sismo en dirección Y para los Modelos Dinámicos, se puede apreciar que hay una reducción significativa de estas fuerzas.

- *Tablas comparativas en porcentajes de las fuerzas internas de la columna 25x75x25cm en la dirección X:*

Tabla 31:

Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la columna 25x75x25cm - primer nivel en dirección X.

Fuerza Interna	Modelo Dinámico				
	Base Empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
Fuerza Axial (Tn)	2.9756	2.4824	1.9523	2.2868	2.6806
Cortante (Tn)	5.9368	5.1625	4.4231	4.7027	5.0524
Momento (Tn-m)	16.0111	14.7069	14.0562	14.6638	15.1413
% Variación F.A.	100.00%	83.43%	65.61%	76.85%	90.09%
% Variación V	100.00%	86.96%	74.50%	79.21%	85.10%
% Variación M	100.00%	91.85%	87.79%	91.59%	94.57%

Tabla 32:

Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la columna 25x75x25cm - segundo nivel en dirección X.

Fuerza Interna	Modelo Dinámico				
	Base Empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
Fuerza Axial (Tn)	1.9543	1.6268	1.2372	1.4761	1.7617
Cortante (Tn)	2.5013	2.2801	1.7685	2.0374	2.2025
Momento (Tn-m)	7.5738	7.0507	6.5214	7.02	7.2452
% Variación F.A.	100.00%	83.24%	63.31%	75.53%	90.14%
% Variación V	100.00%	91.16%	70.70%	81.45%	88.05%
% Variación M	100.00%	93.09%	86.10%	92.69%	95.66%

- *Tablas comparativas en porcentajes de las fuerzas internas de la columna 25x75x25cm en la dirección Y:*

Tabla 33:

Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la columna 25x75x25cm - primer nivel en dirección Y.

Fuerza Interna	Modelo Dinámico				
	Base Empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
Fuerza Axial (Tn)	0.4404	0.4047	0.3752	0.3986	0.4169
Cortante (Tn)	0.9151	0.8144	0.7349	0.793	0.8637
Momento (Tn-m)	2.3826	2.1121	1.873	2.053	2.2479
% Variación F.A.	100.00%	91.89%	85.20%	90.51%	94.66%
% Variación V	100.00%	89.00%	80.31%	86.66%	94.38%
% Variación M	100.00%	88.65%	78.61%	86.17%	94.35%

Tabla 34:

Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la columna 25x75x25cm - segundo nivel en dirección Y.

Fuerza Interna	Modelo Dinámico				Norma Rusa
	Base Empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	
Fuerza Axial (Tn)	0.3391	0.3205	0.2957	0.316	0.3296
Cortante (Tn)	0.3026	0.2487	0.1145	0.1726	0.2733
Momento (Tn-m)	0.5722	0.4702	0.349	0.4205	0.5103
% Variación F.A.	100.00%	94.51%	87.20%	93.19%	97.20%
% Variación V	100.00%	82.19%	37.84%	57.04%	90.32%
% Variación M	100.00%	82.17%	60.99%	73.49%	89.18%

2.5.4.2. Fuerzas internas en vigas.

– Cortantes:

Tabla 35:

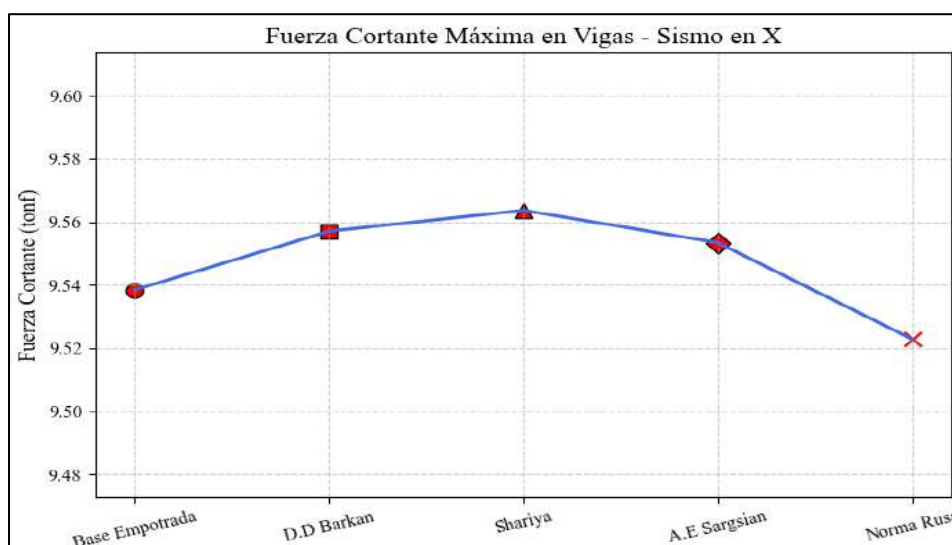
Valores para la fuerza cortante en la viga 25x50cm en dirección X.

Nivel	Fuerza Cortante Máxima Viga 25x50 cm				
	Base Empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
1	9.5384	9.557	9.5636	9.5534	9.5228

En la Tabla 35 se presentan los resultados obtenidos para las fuerzas cortantes en la viga para el sismo en dirección X, se observa que los modelos dinámicos de D.D. Barkan – O.A. Savinov, N.G. Shariya y A.E. Sargsian presentan ligeros incrementos respecto al modelo de Base Empotrada, mientras que el modelo de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 muestra una variación negativa mínima.

Figura 34:

Comparación de los valores para la fuerza cortante en la viga 25x50cm en dirección X.



En la Figura 34 se observa el incremento de las fuerzas cortantes en la viga para el sismo en dirección X, se puede apreciar que el Modelo Dinámico N.G. Shariya sus valores son los que tienen mayor variación con respecto al modelo de Base Empotrada.

Tabla 36:

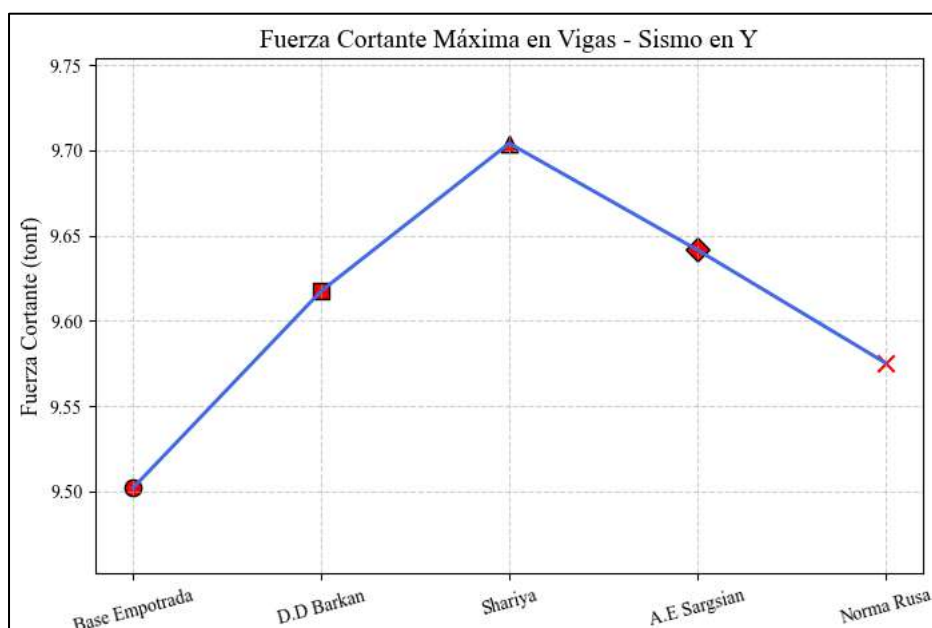
Valores para la fuerza cortante en la viga 25x50cm en dirección Y.

Fuerza Cortante Máxima Viga 25x50 cm					
Nivel	Base Empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
1	9.5019	9.6174	9.7041	9.6416	9.5753

En la Tabla 36 se presentan los resultados obtenidos para las fuerzas cortantes en la viga para el sismo en dirección Y, se observa que los Modelos Dinámicos presentan ligeros incrementos respecto al modelo de Base Empotrada.

Figura 35:

Comparación de los valores para la fuerza cortante en la viga 25x50cm en dirección Y.



En la Figura 35 se observa el incremento de las fuerzas cortantes en la viga para el sismo en dirección Y, se puede apreciar que el Modelo Dinámico N.G. Shariya sus valores son los que tienen mayor variación con respecto al modelo de Base Empotrada.

– ***Momentos Flectores:***

Tabla 37:

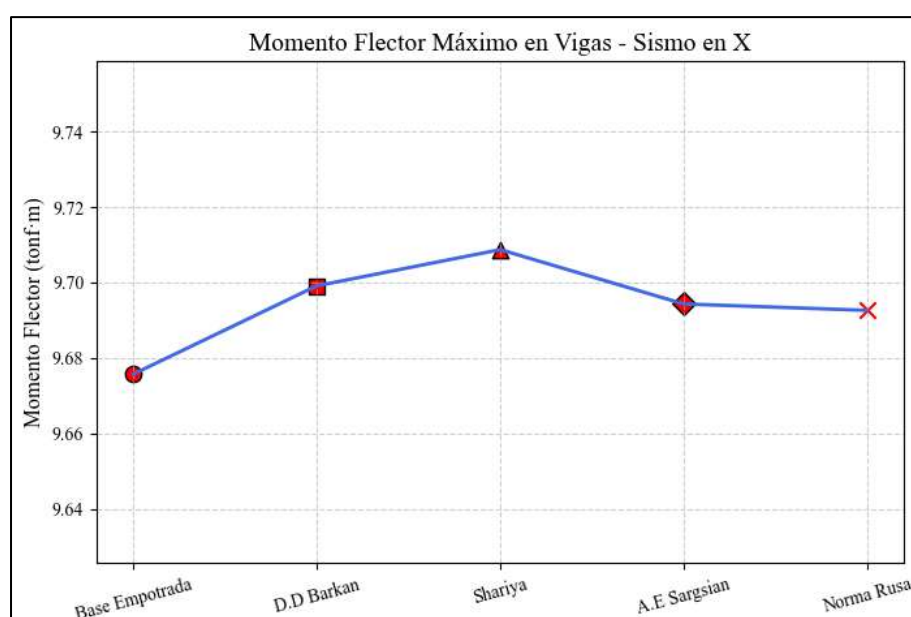
Valores para el momento flector en la viga 25x50cm en dirección X.

Momento Flector Máximo Viga 25x50 cm					
Nivel	Base Empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
1	9.6757	9.6991	9.7087	9.6943	9.6926

En la Tabla 37 se presentan los resultados para momentos flectores en la viga para el sismo en dirección X, en el cual se puede apreciar un incremento en los valores de los Modelos Dinámicos respecto al Modelo de Base Empotrada.

Figura 36:

Comparación de los valores para el momento flector en la viga 25x50cm en dirección X.



En la Figura 36 se puede apreciar el incremento del momento flector en la viga para el sismo en dirección X, en el cual se observa que los valores incrementan en los Modelos Dinámicos respecto al Modelo de Base Empotrada.

Tabla 38:

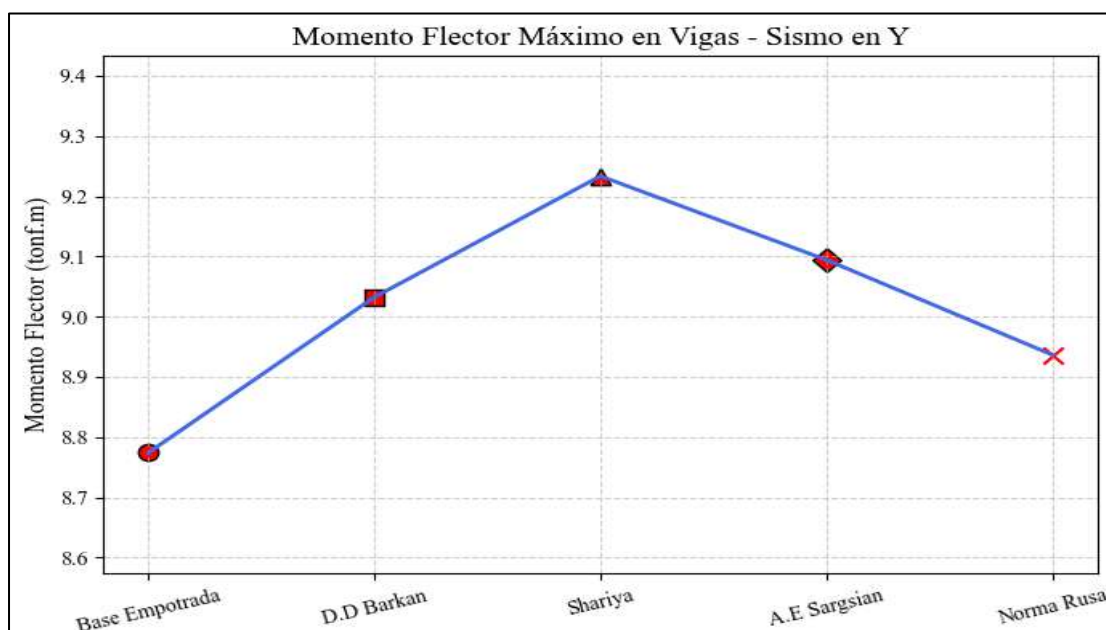
Valores para el momento flector en la viga 25x50cm en dirección Y.

Momento Flector Máximo Viga 25x50 cm					
Nivel	Base Empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
1	8.774	9.0324	9.2334	9.0942	8.9365

En la Tabla 38 se presentan los resultados para momentos flectores en la viga para el sismo en dirección Y, en el cual se puede apreciar un incremento en los valores de los Modelos Dinámicos respecto al Modelo de Base Empotrada.

Figura 37:

Comparación de los valores para el momento flector en la viga 25x50cm en dirección Y.



En la Figura 37 se puede apreciar el incremento del momento flector en la viga para el sismo en dirección Y, en el cual se observa que los valores incrementan en los Modelos Dinámicos respecto al Modelo de Base Empotrada

– *Tablas comparativas en porcentajes de las fuerzas internas de la viga 25x50cm:*

Tabla 39:

Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la viga 25x50cm - primer nivel en dirección X

Fuerza Interna	Modelo Dinámico				
	Base Empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
Cortante (Tn)	9.5384	9.557	9.5636	9.5534	9.5228
Momento (Tn-m)	9.6757	9.6991	9.7087	9.6943	9.6926
% Variación V	100.00%	100.20%	100.26%	100.16%	99.84%
% Variación M	100.00%	100.24%	100.34%	100.19%	100.17%

Tabla 40:

Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la viga 25x50cm - primer nivel en dirección Y.

Fuerza Interna	Modelo Dinámico				
	Base Empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	N.G Shariya	A.E Sargsian	Norma Rusa
Cortante (Tn)	9.5019	9.6174	9.7041	9.6416	9.5753
Momento (Tn-m)	8.774	9.0324	9.2334	9.0942	8.9365
% Variación V	100.00%	101.22%	102.13%	101.47%	100.77%
% Variación M	100.00%	102.95%	105.24%	103.65%	101.85%

CAPÍTULO IV: ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1. Análisis de resultados.

Una vez realizados los modelos a evaluar y obtenidos los resultados de los periodos de vibración, desplazamientos, derivas, y fuerzas internas en los elementos estructurales se procede a discutir los valores de los mismos, para el análisis de elementos puntuales se escogieron una columna y viga representativa, en este caso la columna 25x75x25cm y la viga 25x50cm estos se podrán apreciar en los planos de estructuras de los anexos.

3.1.1. Periodos de vibración:

De la Tabla 16: Variación de los Periodos de Vibración; se tiene lo siguiente:

- Los mayores periodos de vibración para los dos primeros modos corresponden al Modelo Dinámico N.G. Shariya, con valores de 0.369 s y 0.228 s, los cuales representan incrementos de 123.00 % y 217.14 %, respectivamente, respecto al modelo de base empotrada.
- Para el tercer modo de vibración, el valor máximo se observa en el Modelo Dinámico A.E. Sargsian, con un periodo de 0.176 s, equivalente a un 187.23 % del valor obtenido para la base empotrada.
- En los últimos tres modos de vibración, los mayores periodos también corresponden al Modelo N.G. Shariya, con valores de 0.110 s, 0.071 s y 0.067 s, que representan incrementos de 137.50 %, 165.12 % y 176.32 %, respectivamente, en comparación con la base empotrada.
- En contraste, para todos los modos de vibración, los menores periodos corresponden al Modelo de Base Empotrada, con valores de 0.300 s, 0.105 s, 0.094 s, 0.080 s, 0.043 s y 0.038 s, que se asumen como el 100 % de referencia en cada modo.

3.1.2. Desplazamientos:

De la Tabla 19: Variación Porcentual de los desplazamientos en dirección X; se tiene lo siguiente:

- En el primer nivel, el mayor desplazamiento corresponde al Modelo Dinámico N.G. Shariya, con un valor de 0.024536 m, equivalente a un incremento del 138.41

% respecto al modelo de base empotrada. El menor desplazamiento se presenta en el Modelo Dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, con 0.018943 m, que representa el 106.86 % respecto al valor base.

- En el segundo nivel, el mayor desplazamiento corresponde al Modelo Dinámico A.E. Sargsian, con 0.036582 m, que representa un incremento del 131.58 % respecto al modelo de base empotrada. El menor desplazamiento corresponde al Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, con 0.029827 m, equivalente al 107.28 %.

De la Tabla 20: Variación Porcentual de los desplazamientos en dirección Y; se tiene lo siguiente:

- En el primer nivel, el mayor desplazamiento corresponde al Modelo Dinámico N.G. Shariya, con un valor de 0.007289m, equivalente a un incremento del 345.78 % respecto al modelo de base empotrada. El menor desplazamiento se presenta en el Modelo Dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, con 0.003445 m, que representa el 163.43 % respecto al valor base.
- En el segundo nivel, el mayor desplazamiento corresponde al Modelo Dinámico A.E. Sargsian, con 0.008973m, que representa un incremento del 244.03% respecto al modelo de base empotrada. El menor desplazamiento nuevamente corresponde al Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, con 0.005476m, equivalente al 148.93 %.

En general, se observa que los modelos con interacción suelo-estructura presentan variaciones positivas a los del modelo de base empotrada, evidenciando la influencia significativa de la flexibilidad del suelo en la respuesta lateral de la estructura.

3.1.3. Derivas:

De la Tabla 23: Variación Porcentual de las derivas en la dirección X; se tiene lo siguiente:

- En el primer nivel, el mayor valor de deriva corresponde al Modelo Dinámico A.E. Sargsian, con 0.004684 m, lo que representa un incremento del 112.30 % respecto al modelo de base empotrada. El menor valor se observa en el Modelo Dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, con 0.004306 m, equivalente al 103.24 % del valor base.

- En el segundo nivel, el mayor valor de deriva también corresponde al Modelo Dinámico A.E. Sargsian, con 0.002791 m, equivalente a un 132.53 % respecto al modelo de base empotrada, mientras que el menor valor corresponde nuevamente al Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, con 0.002274 m, correspondiente al 107.98 %.

De la Tabla 24: Variación Porcentual de las derivas en la dirección Y.; se tiene lo siguiente:

- En el primer nivel, el mayor valor de deriva corresponde al Modelo Dinámico A.E. Sargsian, con 0.000699 m, lo que representa un incremento del 140.93 % respecto al modelo de base empotrada. El menor valor se presenta en el Modelo Dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, con 0.000602 m, equivalente al 121.37 % del valor base.
- En el segundo nivel, el mayor valor de deriva también corresponde al Modelo Dinámico A.E. Sargsian, con 0.000553 m, que representa un incremento del 162.65 % respecto al modelo de base empotrada, mientras que el menor valor corresponde al Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, con 0.000441 m, equivalente al 129.71 %.

En general, se observa que los modelos dinámicos que consideran la interacción suelo-estructura muestran variaciones positivas en las derivas laterales respecto al modelo de base empotrada, destacando nuevamente el Modelo A.E. Sargsian como el más flexible en la dirección X-X, Y-Y, al registrar los mayores incrementos porcentuales en ambos niveles analizados.

3.1.4. Fuerzas internas de elementos estructurales:

3.1.4.1. Fuerzas internas en columnas

De la Tabla 31: Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la columna 25x75x25cm - primer nivel en dirección X; se tiene lo siguiente:

- En cuanto a la fuerza axial, el mayor valor corresponde al Modelo de Base Empotrada, con 2.9756 Tn, que se toma como referencia (100 %). El menor valor se presenta en el Modelo Dinámico N.G. Shariya, con 1.9523 Tn, lo que representa una reducción del 34.39 % respecto al modelo base. En general, los modelos con interacción suelo-estructura muestran una disminución de la fuerza axial, alcanzando valores de 83.43 % (D.D. Barkan – O.A. Savinov), 65.61 % (N.G.

Shariya), 76.85 % (A.E. Sargsian) y 90.09 % (Norma Rusa SNIP 2.02.05-87) respecto al empotramiento total.

- Para el cortante, el mayor valor también corresponde al Modelo de Base Empotrada, con 5.9368 Tn, mientras que el menor se observa en el Modelo N.G. Shariya, con 4.4231 Tn, equivalente a un 74.50 % del valor base. En este caso, la flexibilidad del suelo reduce la capacidad de transmisión de esfuerzos cortantes en las columnas, evidenciando una disminución general de entre 13 % y 25 % frente al modelo empotrado.
- En cuanto al momento flector, el valor máximo igualmente se registra en el Modelo de Base Empotrada, con 16.0111 Tn.m, y el menor en el Modelo N.G. Shariya, con 14.0562 Tn.m, correspondiente al 87.79 % del valor base. En los modelos con interacción suelo–estructura, los momentos muestran una variación moderada, oscilando entre 91.59 % y 94.57 %, lo cual indica una ligera redistribución de rigidez en la base estructural.

De la Tabla 32: Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la columna 25x75x25cm - segundo nivel en dirección X; se tiene lo siguiente:

- En cuanto a la fuerza axial, el mayor valor corresponde al Modelo de Base Empotrada, con 1.9543 Tn, tomado como referencia (100 %). El menor valor se registra en el Modelo Dinámico N.G. Shariya, con 1.2372 Tn, que representa una reducción del 36.69 % respecto al valor base. Los demás modelos muestran reducciones de 83.24 % (D.D. Barkan – O.A. Savinov), 75.53 % (A.E. Sargsian) y 90.14 % (Norma Rusa SNIP 2.02.05-87), lo cual evidencia que la interacción suelo–estructura disminuye la magnitud de la fuerza axial en los elementos verticales.
- Para la fuerza cortante, el mayor valor también corresponde al Modelo de Base Empotrada, con 2.5013 Tn, mientras que el menor se presenta en el Modelo N.G. Shariya, con 1.7685 Tn, equivalente al 70.70 % del valor base. Los modelos con interacción presentan reducciones variables: 91.16 % (D.D. Barkan – O.A. Savinov), 81.45 % (A.E. Sargsian) y 88.05 % (Norma Rusa), indicando que la flexibilidad del suelo atenúa los esfuerzos cortantes en el segundo nivel.
- En relación al momento flector, el valor máximo se obtiene en el Modelo de Base Empotrada (7.5738 Tn.m), mientras que el mínimo se observa en el Modelo N.G.

Shariya, con 6.5214 Tn.m, equivalente al 86.10 %. Los demás modelos muestran valores de 93.09 % (D.D. Barkan – O.A. Savinov), 92.69 % (A.E. Sargsian) y 95.66 % (Norma Rusa), lo que refleja una ligera disminución en la rigidez flexional de las columnas al considerar la interacción suelo–estructura.

De la Tabla 33: Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la columna 25x75x25cm - primer nivel dirección Y; se tiene lo siguiente:

- Respecto a la fuerza axial, el mayor valor corresponde al Modelo de Base Empotrada, con 0.4404 Tn, considerado como referencia (100 %). El menor valor se presenta en el Modelo Dinámico N.G. Shariya, con 0.3752 Tn, lo que representa una reducción del 14.80 % respecto al modelo base. En los demás modelos, las variaciones alcanzan 91.89 % (D.D. Barkan – O.A. Savinov), 90.51 % (A.E. Sargsian) y 94.66 % (Norma Rusa SNIP 2.02.05-87), mostrando que la interacción suelo–estructura genera una disminución moderada en las fuerzas axiales transmitidas por las columnas.
- En cuanto a la fuerza cortante, el Modelo de Base Empotrada presenta el valor máximo (0.9151 Tn), mientras que el Modelo N.G. Shariya registra el menor (0.7349 Tn), equivalente al 80.31 %. Los otros modelos muestran reducciones de 89.00 % (D.D. Barkan – O.A. Savinov), 86.66 % (A.E. Sargsian) y 94.38 % (Norma Rusa), evidenciando que la flexibilidad del suelo reduce la magnitud de los esfuerzos cortantes en las columnas del primer nivel.
- En relación al momento flector, el mayor valor corresponde al Modelo de Base Empotrada, con 2.3826 Tn.m, mientras que el menor se presenta nuevamente en el Modelo N.G. Shariya, con 1.8730 Tn.m, equivalente al 78.61 % del valor base. Los demás modelos muestran valores intermedios: 88.65 % (D.D. Barkan – O.A. Savinov), 86.17 % (A.E. Sargsian) y 94.35 % (Norma Rusa), indicando una disminución de rigidez flexional y una redistribución de esfuerzos debido a la interacción suelo–estructura.

De la Tabla 34: Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la columna 25x75x25cm - segundo nivel en dirección Y; se tiene lo siguiente:

- En cuanto a la fuerza axial, el mayor valor corresponde al Modelo de Base Empotrada, con 0.3391 Tn, considerado como referencia (100 %). El menor valor

se registra en el Modelo Dinámico N.G. Shariya, con 0.2957 Tn, lo que representa una reducción del 12.80 % respecto al modelo base. Los demás modelos presentan reducciones moderadas de 94.51 % (D.D. Barkan – O.A. Savinov), 93.19 % (A.E. Sargsian) y 97.20 % (Norma Rusa SNIP 2.02.05-87), evidenciando una disminución leve de la fuerza axial al considerar la interacción suelo–estructura.

- En relación a la fuerza cortante, el valor máximo se observa en el Modelo de Base Empotrada, con 0.3026 Tn, mientras que el mínimo corresponde al Modelo N.G. Shariya, con 0.1145 Tn, equivalente al 37.84 % del valor base. Los demás modelos presentan variaciones de 82.19 % (D.D. Barkan – O.A. Savinov), 57.04 % (A.E. Sargsian) y 90.32 % (Norma Rusa). Este comportamiento refleja una reducción considerable de los esfuerzos cortantes, particularmente en los modelos que consideran una mayor flexibilidad del suelo, destacando el Modelo N.G. Shariya como el más flexible.
- En cuanto al momento flector, el mayor valor corresponde nuevamente al Modelo de Base Empotrada, con 0.5722 Tn.m, mientras que el menor se presenta en el Modelo N.G. Shariya, con 0.3490 Tn.m, equivalente al 60.99 % del valor base. Los otros modelos presentan reducciones de 82.17 % (D.D. Barkan – O.A. Savinov), 73.49 % (A.E. Sargsian) y 89.18 % (Norma Rusa), lo que evidencia una disminución progresiva de la rigidez flexional al introducir la interacción suelo–estructura.

3.1.4.2. Fuerzas internas en vigas

De la Tabla 39: Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la viga 25x50cm - primer nivel en dirección X; se tiene lo siguiente:

- En cuanto a la fuerza cortante, se observa que los valores obtenidos para todos los modelos dinámicos son muy similares al del Modelo de Base Empotrada (9.5384 Tn), con variaciones mínimas que oscilan entre -0.16 % y +0.26 %. El mayor valor se presenta en el Modelo N.G. Shariya, con 9.5636 Tn (100.26 % del valor base), mientras que el menor valor corresponde al Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, con 9.5228 Tn (99.84 %). Estas pequeñas diferencias indican que la interacción suelo–estructura tiene un efecto prácticamente insignificante sobre los esfuerzos cortantes en las vigas del primer nivel.

- Respecto al momento flector, se aprecia un comportamiento similar: el Modelo de Base Empotrada presenta un valor de 9.6757 Tn.m, y los demás modelos presentan incrementos marginales, con variaciones que van de +0.17 % a +0.34 %. El mayor momento corresponde al Modelo N.G. Shariya (9.7087 Tn.m, equivalente al 100.34 % del valor base), mientras que el menor se observa en el Modelo de Base Empotrada, tomado como referencia.

De la Tabla 40: Porcentajes de variación de las fuerzas internas de la viga 25x50cm - primer nivel en dirección Y; se tiene lo siguiente:

- En relación con la fuerza cortante, el Modelo de Base Empotrada presenta un valor de 9.5019 Tn, mientras que los modelos con interacción suelo–estructura muestran ligeros incrementos. El mayor valor corresponde al Modelo N.G. Shariya (9.7041 Tn, equivalente al 102.13 % del valor base), seguido por el Modelo A.E. Sargsian (9.6416 Tn, 101.47 %). Estas variaciones, inferiores al 3 %, indican que la influencia de la flexibilidad del suelo sobre las fuerzas cortantes es poco significativa, aunque existe una tendencia a un leve aumento debido al efecto de interacción.
- En cuanto al momento flector, se observa un comportamiento similar: el Modelo de Base Empotrada presenta un valor de 8.774 Tn.m, mientras que los demás modelos muestran incrementos moderados, destacando nuevamente el Modelo N.G. Shariya con 9.2334 Tn.m (105.24 %), lo que representa el mayor aumento respecto al caso rígido. Estos incrementos reflejan una mayor redistribución de esfuerzos y rigidez efectiva reducida en la estructura al considerar la flexibilidad del suelo.

3.1.5. Contrastación de hipótesis:

Se tiene la hipótesis planteada “La incorporación de la interacción suelo-estructura con diferentes modelos dinámicos varía en más del 10% en el comportamiento estructural del Módulo “A” de la I.E. Primaria y Secundaria N°17524-San Agustín”; los resultados demuestran que la interacción suelo-estructura modifica sustancialmente la respuesta dinámica del edificio, afectando tanto la rigidez global como la distribución de esfuerzos internos. Por tanto, se acepta la hipótesis de investigación, concluyendo que la consideración de la interacción suelo-estructura con distintos modelos dinámicos produce variaciones positivas superiores al 10 % en el

comportamiento estructural del Módulo “A”, siendo técnicamente recomendable su inclusión en el modelado y diseño estructural para obtener resultados más realistas y seguros.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.Conclusiones.

- La incorporación de la interacción suelo-estructura mediante diferentes modelos dinámicos genera variaciones superiores al 10.68 % en la respuesta sísmica del Módulo “A” de la Institución Educativa Primaria y Secundaria N°17524-San Agustín, evidenciadas a través de cambios en los períodos de vibración, desplazamientos laterales y derivas de entrepiso, en comparación con el modelo convencional de base rígida establecido por la NT E.030.
- La incorporación de modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, específicamente los propuestos por D.D. Barkan – O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian y el método de la Norma Rusa, produce un incremento en los períodos fundamentales de vibración del Módulo “A” en todos los modos analizados, en comparación con el modelo de base empotrada. En el primer modo de vibración, los períodos aumentan desde 0.30 s hasta valores de 0.322 s, 0.369 s, 0.355 s y 0.31 s para los modelos de Barkan–Savinov, Shariya, Sargsian y Norma Rusa, respectivamente, lo que representa incrementos de 7.33 %, 23.00 %, 18.33 % y 3.33 %. De manera similar, en los modos superiores se observan incrementos más significativos, destacando variaciones que alcanzan hasta 117.14 % en el segundo modo (modelo de N.G. Shariya) y valores superiores al 70 % en otros modos, lo cual evidencia que la consideración de la deformabilidad del suelo incrementa la flexibilidad global del sistema estructural y modifica su comportamiento dinámico frente a la acción sísmica.
- La incorporación de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura propuestos por D.D. Barkan – O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian y el método de la Norma Rusa genera un incremento significativo en los desplazamientos laterales del Módulo “A” respecto al modelo de base empotrada. En la dirección X, los desplazamientos del segundo nivel presentan incrementos de 18.37 %, 27.53 %, 31.58 % y 7.28 %, mientras que en el primer nivel las variaciones alcanzan 18.69 %, 38.41 %, 31.68 % y 6.86 % para los modelos de Barkan–Savinov, Shariya, Sargsian y Norma Rusa, respectivamente. De manera

más notable, en la dirección Y se observan incrementos considerablemente mayores, llegando hasta 244.03 % en el segundo nivel y 345.78 % en el primer nivel, principalmente para el modelo de N.G. Shariya, lo que evidencia que la consideración de la flexibilidad del suelo incrementa de forma importante los desplazamientos laterales de la estructura y modifica su respuesta sísmica en ambas direcciones de análisis.

- La consideración de los modelos dinámicos de interacción suelo–estructura propuestos por D.D. Barkan – O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian y el método de la Norma Rusa genera variaciones en las derivas de entrepiso del Módulo “A” en comparación con el modelo de base empotrada. En la dirección X, las derivas presentan incrementos moderados, alcanzando en el segundo nivel valores de 18.52 %, 10.68 %, 32.53 % y 7.98 %, mientras que en el primer nivel las variaciones corresponden a 9.49 %, 6.43 %, 12.30 % y 3.24 % para los modelos de Barkan–Savinov, Shariya, Sargsian y Norma Rusa, respectivamente. Por otro lado, en la dirección Y se observan incrementos más significativos, con variaciones que alcanzan hasta 162.65 % en el segundo nivel y 147.38 % en el primer nivel, evidenciando que la consideración de la deformabilidad del suelo influye de manera importante en el incremento de las derivas estructurales y, por tanto, en la respuesta sísmica global de la edificación.
- La incorporación de los modelos dinámicos de interacción suelo–estructura propuestos por D.D. Barkan – O.A. Savinov, N.G. Shariya, A.E. Sargsian y el método de la Norma Rusa genera una reducción en las fuerzas internas de las columnas del Módulo “A” en comparación con el modelo de base empotrada, tanto en la dirección X como en la dirección Y. En la dirección X, las fuerzas axiales del primer nivel presentan reducciones de hasta 34.39 % para el modelo de N.G. Shariya, mientras que en el segundo nivel las disminuciones alcanzan aproximadamente 36.69 %, evidenciando una menor demanda estructural en los elementos verticales al considerar la flexibilidad del suelo. De manera similar, los valores de cortante y momento también muestran reducciones moderadas en ambos niveles. En la dirección Y, se observa el mismo comportamiento de disminución en las fuerzas internas, destacando reducciones de hasta 62.16 % en el cortante del segundo nivel, principalmente para el modelo de N.G. Shariya. Por otro lado, en las vigas de 25×50 cm las variaciones son mínimas, presentando incrementos muy reducidos en cortante y momento, generalmente cercanos al 1 % al 5 %, lo que

indica que la consideración de la interacción suelo–estructura tiene una mayor influencia en las demandas internas de los elementos verticales que en los elementos horizontales del sistema estructural.

5.2.Recomendaciones.

- Se recomienda que futuras investigaciones incorporen ensayos in situ para determinar las propiedades reales del concreto, tales como la resistencia a la compresión, con el fin de reducir la incertidumbre asociada al uso de valores de diseño provenientes del Expediente Técnico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anyaipoma Bendezu, H. A. (2019). *Análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado considerando la interacción suelo-estructura. Palián. Huancayo*. Obtenido de Repositorio de la Universidad Peruana Los Andes: <https://hdl.handle.net/20.500.12848/924>
- Arancibia Abarca, D. A. (2020). *Estudio del efecto de la interacción suelo-estructura en edificios bajos de albañilería*. Obtenido de Repositorio Académico de la Universidad de Chile : <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/177340>
- Arquiñego Laulate, J. J., & Velásquez Barrios, N. I. (2020). *Evaluación de la interacción suelo - estructura en una edificación de 4 pisos, en el distrito de Cercado de Lima*. Obtenido de Repositorio Institucional de la Universidad Tecnológica del Perú: <https://hdl.handle.net/20.500.12867/3473>
- Ballen Díaz, C. A. (2015). *Interacción suelo estructura, para edificaciones de muros de concreto, en suelos blandos*. Obtenido de Repositorio de la ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO: <https://repositorio.escuelaing.edu.co/handle/001/185>
- Bazán, E., & Meli, R. (2010). *Diseño sísmico de edificios*. Obtenido de https://www.academia.edu/36401028/Diseno_Sismico_de_Edificios_Bazan_y_Meli
- Braja M. Das, .. (2013). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Obtenido de https://www.academia.edu/37854899/Fundamentos_de_Ingenieria_Geotecnica_Braja_M_Das
- Bustamante Moreno, J. F. (2021). *Comparación de los métodos de cálculo de interacción suelo estructura con la NTP E-0.30. 2018, al determinar la respuesta estructural de la torre II de la clínica Limatambo S.A.C Cajamarca*. Obtenido de REPOSITORIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA: <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/4452>
- Bustamante Tarrillo, F. L. (2022). *Comportamiento estructural del bloque b1 de la I.E. Cristo Rey fila alta n° 16006, provincia de Jaen – Cajamarca*. Obtenido de Repositorio de la UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA: <http://hdl.handle.net/20.500.14074/4974>

- CYPE Perú. (s.f.). *Los tipos de apoyo en un análisis estructural*. Obtenido de <https://www.cype.pe/blog/los-tipos-de-apoyo-en-un-analisis-estructural/>
- Escobar Montesinos, J. P. (2019). *Análisis y diseño estructural con interacción suelo-estructura de una vivienda multifamiliar en 7 niveles*. Obtenido de Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco: <http://hdl.handle.net/20.500.12918/4334>
- Flores Azurza, J. A. (2023). *Determinación del comportamiento sísmico mediante la evaluación estructural del módulo 01 de la I.E. Antenor Orrego Espinoza del distrito de Bellavista, provincia Jaén, 2023*. Obtenido de Repositorio de la UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA: <http://hdl.handle.net/20.500.14074/6155>
- Herráiz Sarachaga, M. (1997). *Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros*. Obtenido de CISMID.
- La República. (28 de noviembre de 2021). Sismo causó daños en viviendas, establecimientos de salud y centros educativos de Cajamarca. Obtenido de https://larepublica.pe/sociedad/2021/11/28/sismo-causo-danos-en-viviendas-establecimientos-de-salud-y-centros-educativos-de-cajamarca-lrnd?utm_source=chatgpt.com
- Matamala Parra, M. (2021). *Evaluación estructural: Los puntos claves en el diagnóstico de la condición resistente de una edificación*. Obtenido de <https://www.linkedin.com/pulse/evaluaci%C3%B3n-estructural-los-puntos-claves-en-el-de-la-matamala-parra/>
- Norma Técnica E.020, C. (2006). *Reglamento Nacional De Edificaciones (RNE)*. Obtenido de INSTITUTO DE LA CONSTRUCCION Y GERENCIA: https://www.construccion.org/normas/rne2012/rne2006.htm?srsltid=AfmBOopmqzf1VFnZW5yuGXuHTa8xbZ-tsJWpxQymgN_pbFxfjEzmBzLOR
- Norma Técnica E.030, D. S. (2018). *Reglamento Nacional De Edificaciones (RNE)*. Obtenido de INSTITUTO DE LA CONSTRUCCION Y GERENCIA: https://www.construccion.org/normas/rne2012/rne2006.htm?srsltid=AfmBOopmqzf1VFnZW5yuGXuHTa8xbZ-tsJWpxQymgN_pbFxfjEzmBzLOR

- Norma Técnica E.050, S. y. (2018). *Reglamento Nacional De Edificaciones (RNE)*. Obtenido de INSTITUTO DE LA CONSTRUCCION Y GERENCIA: https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/2018_E050_RM-406-2018-VIVIENDA.pdf
- Norma Técnica E.60, C. A. (2009). *Reglamento Nacional De Edificaciones (RNE)*. Obtenido de INSTITUTO DE LA CONSTRUCCION Y GERENCIA.
- Ordóñez Huamán, A. (2013). *Aportes de la Ingeniería Sísmica al Diseño Sismorresistente*. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/235662039_Aportes_de_la_Ingenieria_Sismica_al_Diseño_Sismorresistente
- Quiliche Aguirre, P. J. (2013). *Evaluación de la vulnerabilidad estructural de los muros de albañilería de la I.E. N° 17524 de la localidad de San Agustín del distrito de Bellavista Jaén*. Obtenido de Repositorio de la UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA: <http://hdl.handle.net/20.500.14074/378>
- San Bartolomé Ramos, Á. F., Quiun, D., & Silva Berríos, W. E. (2018). *Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería*. Obtenido de Repositorio Institucional de la PUCP: <https://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/170319>
- San Bartolomé, Á. (2008). *Defectos que incidieron en el comportamiento de las construcciones de albañilería en el sismo de Pisco del 15-08-2007*. Obtenido de Departamento de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Song, C., Pujol, S., & Lepage, A. (2012). *The Collapse of the Alto Río Building during the 27 February 2010 Maule, Chile, Earthquake*. Obtenido de Repositorio Institucional de la Universidad de Kansas: <https://hdl.handle.net/1808/18848>
- Tasilla Villanueva, J. C. (2018). *Efecto de la interacción suelo - estructura en el comportamiento estructural, del sector "E" del Hospital Regional de Cajamarca considerando diferentes tipos de suelos, Cajamarca - 2017*. Obtenido de Repositorio de la UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA: <http://hdl.handle.net/20.500.14074/2838>
- Tavera, H. (2019). *Peligro sísmico - Perú, un país altamente sísmico*. Obtenido de Instituto Geofísico del Perú: <https://www.sgp.org.pe/alerta-peru-un-pais-altamente-sismico/#:~:text=A%20nivel%20mundial%2C%20el%20Per%C3%BA>

- Tejada Rodríguez, F. L. (2019). *Efectos de Interacción Suelo-Estructura en la Respuesta Sísmica de Edificios Altos*. Obtenido de Repositorio de la UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA - BARCELONATECH: <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/169256?show=full>
- Tena Colunga, A. (2019). *Interacción suelo-estructura, reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de las estructuras durante sismos*. Obtenido de Revista Internacional de Ingeniería de estructuras: https://www.researchgate.net/publication/341132042_Interaccion_suelo-estructura_Reflexiones_sobre_su_importancia_en_la_respuesta_dinamica_de_estructuras_durante_sismos
- Villanueva Arevalo, R. F. (2023). *Influencia de la interacción suelo estructura en la respuesta estructural del módulo "C" y del módulo "D" de la edificación de turismo y hotelería de la Universidad Nacional de Cajamarca*. Obtenido de Repositorio de la UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA: <http://hdl.handle.net/20.500.14074/5992>
- Villarreal Castro, G. (2009). *Interaccion sismica suelo - estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Obtenido de <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/109/2009/07/Interaccion-suelo-zapata.pdf>
- Villarreal Castro, G. (2017). Obtenido de INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACIÓN: <https://www.udocz.com/apuntes/43559/interaccion-sismica-suelo-estructura-en-edificaciones-con-plateas-de-cimentacion>
- Villarreal Castro, G. A. (2020). *Interacción suelo estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Obtenido de Revista Internacional De Ingeniería De Estructuras: <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/view/1689>

ANEXOS

ANEXO 01: Proceso de configuración y modelamiento estructural en el software ETABS.

Figura 38:
Modelación de elemento tipo columna: C1-(0.50X0.50X0.25).

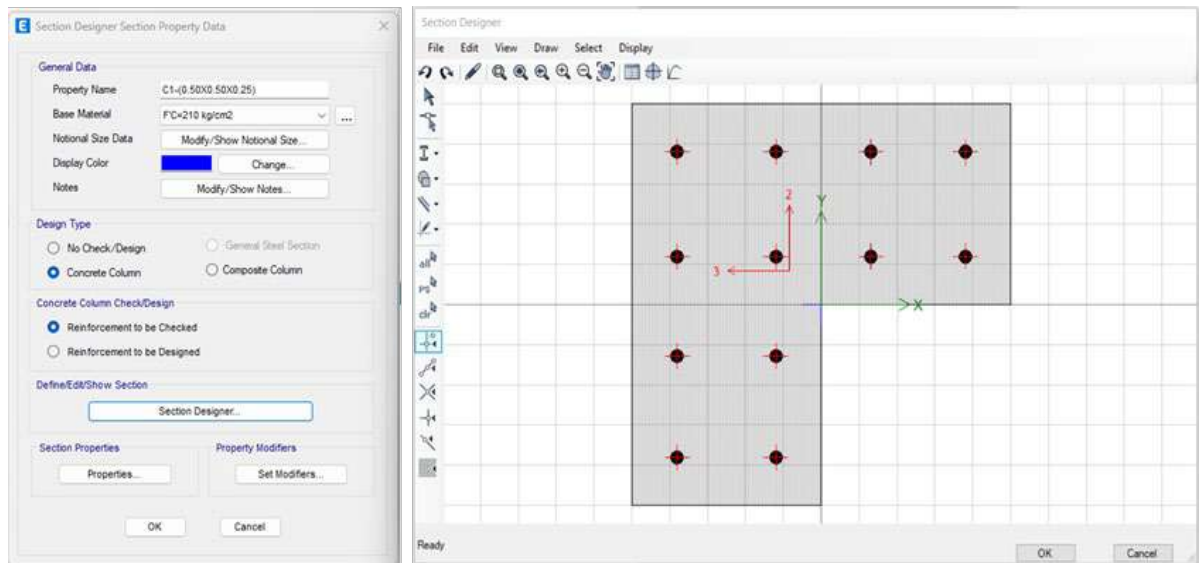


Figura 39:
Modelación de elemento tipo columna: C3-(0.25X0.40).

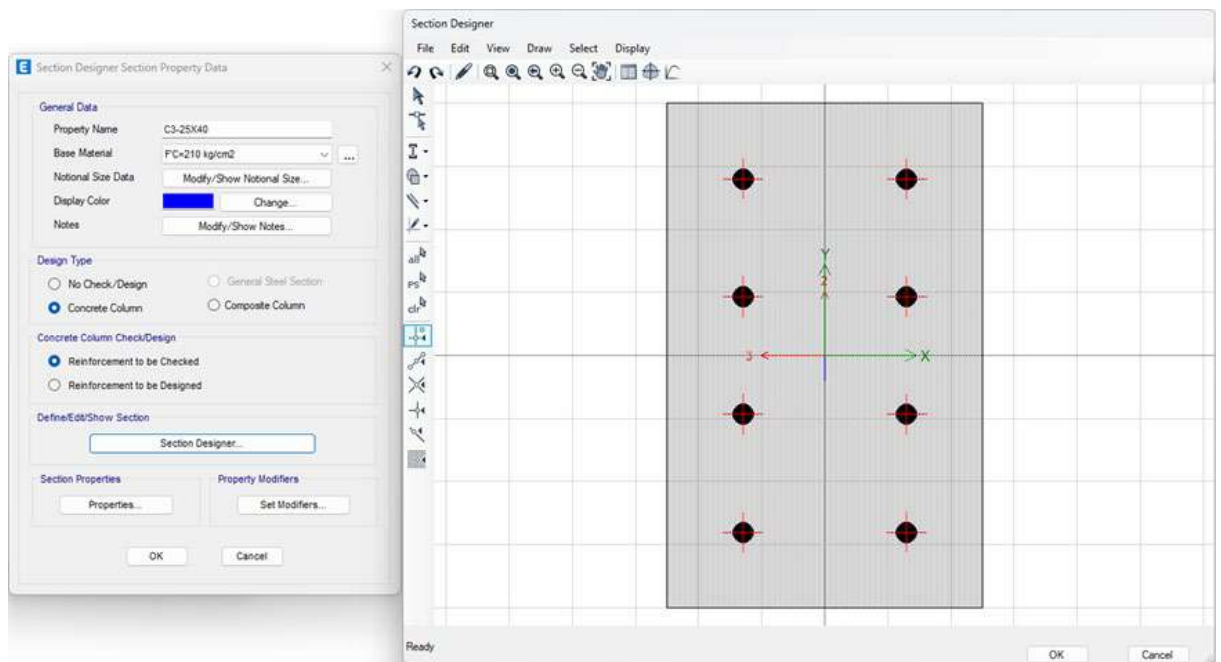


Figura 40:
Modelación de elemento tipo viga: V-(0.25X0.50).

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a beam element. The 'General Data' section includes:

- Property Name: V-0.25X0.50
- Material: F/C=210 kg/cm²
- Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
- Display Color: Green (Change...)
- Notes: Modify/Show Notes...

 The 'Shape' section shows 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section shows:

- Depth: 0.5 m
- Width: 0.25 m

 A 'Show Section Properties...' button is at the bottom. On the right, there is a diagram of a rectangular section with a vertical Z-axis and a horizontal Y-axis. Below the diagram are 'Property Modifiers' (Modify/Show Modifiers..., Currently Default) and 'Reinforcement' (Modify/Show Rebar...). At the bottom right are 'OK' and 'Cancel' buttons. A checkbox 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' is at the bottom left.

Figura 41:
Modelación de elemento tipo viga: V-(0.25X0.35).

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a beam element. The 'General Data' section includes:

- Property Name: V-0.25X0.35
- Material: F/C=210 kg/cm²
- Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
- Display Color: Green (Change...)
- Notes: Modify/Show Notes...

 The 'Shape' section shows 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section shows:

- Depth: 0.35 m
- Width: 0.25 m

 A 'Show Section Properties...' button is at the bottom. On the right, there is a diagram of a rectangular section with a vertical Z-axis and a horizontal Y-axis. Below the diagram are 'Property Modifiers' (Modify/Show Modifiers..., Currently Default) and 'Reinforcement' (Modify/Show Rebar...). At the bottom right are 'OK' and 'Cancel' buttons. A checkbox 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' is at the bottom left.

Figura 42:
Modelación de elemento tipo viga: V-(0.25X0.40).

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V-0.25X0.40

Material: F/C=210 kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.40 m

Width: 0.25 m

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK
Cancel

Figura 43:
Modelación de elemento tipo viga: V-(0.25X0.615).

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V-0.25X0.615

Material: F/C=210 kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.615 m

Width: 0.25 m

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK
Cancel

Figura 44:
Modelación de elemento tipo viga: VCH1-(0.40X0.20).

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a beam element. The 'General Data' section includes: Property Name (VCH1-40X20), Material (F/C=210 kg/cm²), Notional Size Data (Modify/Show Notional Size...), Display Color (green, Change...), and Notes (Modify/Show Notes...). The 'Shape' section shows Section Shape as Concrete Rectangular. The 'Section Property Source' is User Defined. The 'Section Dimensions' section shows Depth as 0.2 m and Width as 0.4 m. A 'Show Section Properties...' button is at the bottom. The 'Property Modifiers' section has a 'Modify/Show Modifiers...' button and 'Currently Default' text. The 'Reinforcement' section has a 'Modify/Show Rebar...' button. A checkbox 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' is at the bottom left. The dialog has OK and Cancel buttons at the bottom right. A coordinate system diagram is shown in the top right corner.

Figura 45:
Modelación de elemento tipo viga: VB-(0.25X0.20).

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a beam element. The 'General Data' section includes: Property Name (VB-25X20), Material (F/C=210 kg/cm²), Notional Size Data (Modify/Show Notional Size...), Display Color (green, Change...), and Notes (Modify/Show Notes...). The 'Shape' section shows Section Shape as Concrete Rectangular. The 'Section Property Source' is User Defined. The 'Section Dimensions' section shows Depth as 0.25 m and Width as 0.2 m. A 'Show Section Properties...' button is at the bottom. The 'Property Modifiers' section has a 'Modify/Show Modifiers...' button and 'Currently Default' text. The 'Reinforcement' section has a 'Modify/Show Rebar...' button. A checkbox 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' is at the bottom left. The dialog has OK and Cancel buttons at the bottom right. A coordinate system diagram is shown in the top right corner.

Figura 46:
Modelación de elemento tipo viga: VB-(0.30X0.20).

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a beam element. The 'General Data' section includes 'Property Name' (VB-30X20), 'Material' (F'C=210 kg/cm2), 'Notional Size Data' (Modify/Show Notional Size...), 'Display Color' (a green color swatch with a 'Change...' button), and 'Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Shape' section shows 'Section Shape' as 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' section shows 'Source: User Defined'. The 'Section Dimensions' section shows 'Depth' as 0.2 m and 'Width' as 0.3 m. The 'Reinforcement' section has a 'Modify/Show Rebar...' button. The 'Property Modifiers' section has a 'Modify/Show Modifiers...' button and 'Currently Default'. The 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' checkbox is unchecked. The 'Show Section Properties...' button is at the bottom left. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right. A small diagram on the right shows a rectangular cross-section with a vertical axis labeled '2' and a horizontal axis labeled '3'.

Figura 47:
Modelación de elemento tipo viga: VB-(0.15X0.20).

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a beam element. The 'General Data' section includes 'Property Name' (VB-15X20), 'Material' (F'C=210 kg/cm2), 'Notional Size Data' (Modify/Show Notional Size...), 'Display Color' (a green color swatch with a 'Change...' button), and 'Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Shape' section shows 'Section Shape' as 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' section shows 'Source: User Defined'. The 'Section Dimensions' section shows 'Depth' as 0.2 m and 'Width' as 0.15 m. The 'Reinforcement' section has a 'Modify/Show Rebar...' button. The 'Property Modifiers' section has a 'Modify/Show Modifiers...' button and 'Currently Default'. The 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' checkbox is unchecked. The 'Show Section Properties...' button is at the bottom left. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right. A small diagram on the right shows a rectangular cross-section with a vertical axis labeled '2' and a horizontal axis labeled '3'.

Figura 48:

Modelación de elemento tipo viga: VV-(0.25X0.30-0.25X0.50).

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VV- 25X30-25X50

Display Color: [Green Swatch] Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Nonprismatic

☐ Show Current Segment Only

Nonprismatic Section Segments

Diagram showing a beam with a step change in depth. Segment 1 is the wider bottom part, and Segment 2 is the narrower top part.

Show: Elevation (1-2 Axes) Show Aligned at This Cardinal Point: 10 (Centroid)

Start Section	End Section	Length Type	Length, m	EI33 Variation	EI22 Variation
V1-25X50	V1-25X30	Proportional	1	Cubic	Linear

Copy Current Row and Paste Append

OK Cancel

Figura 49:

Modelación de elemento tipo losa: aligerado

Slab Property Data

General Data

Property Name: ALIGERADO

Slab Material: F'c=210 kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Grey Swatch] Change...

Property Notes: Modify/Show...

☒ Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

Type: Ribbed

Overall Depth: 0.2 m

Slab Thickness: 0.05 m

Stem Width at Top: 0.1 m

Stem Width at Bottom: 0.1 m

Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): 0.4 m

Rib Direction is Parallel to: Local 1 Axis

OK Cancel

Figura 50:
Asignación de patrones de carga.

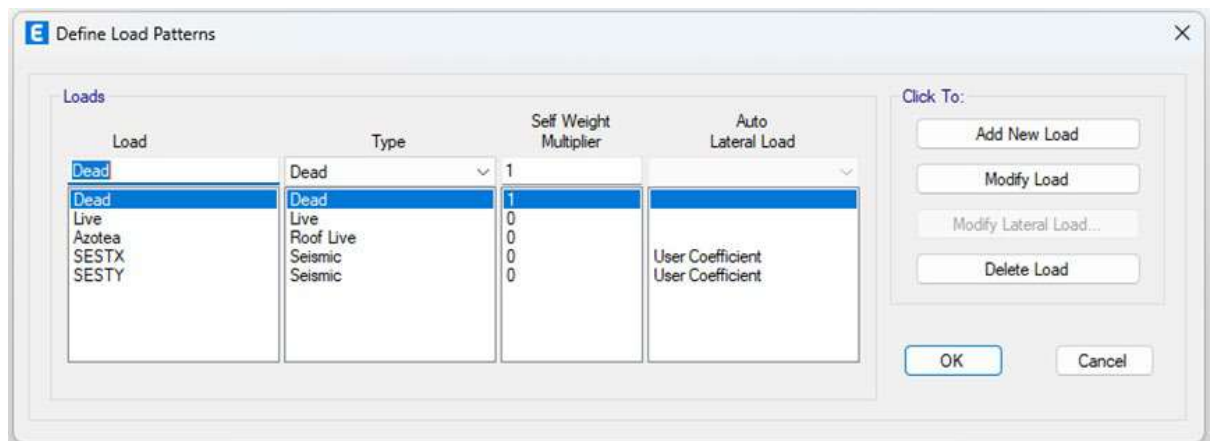


Figura 51:
Asignación de casos de carga.

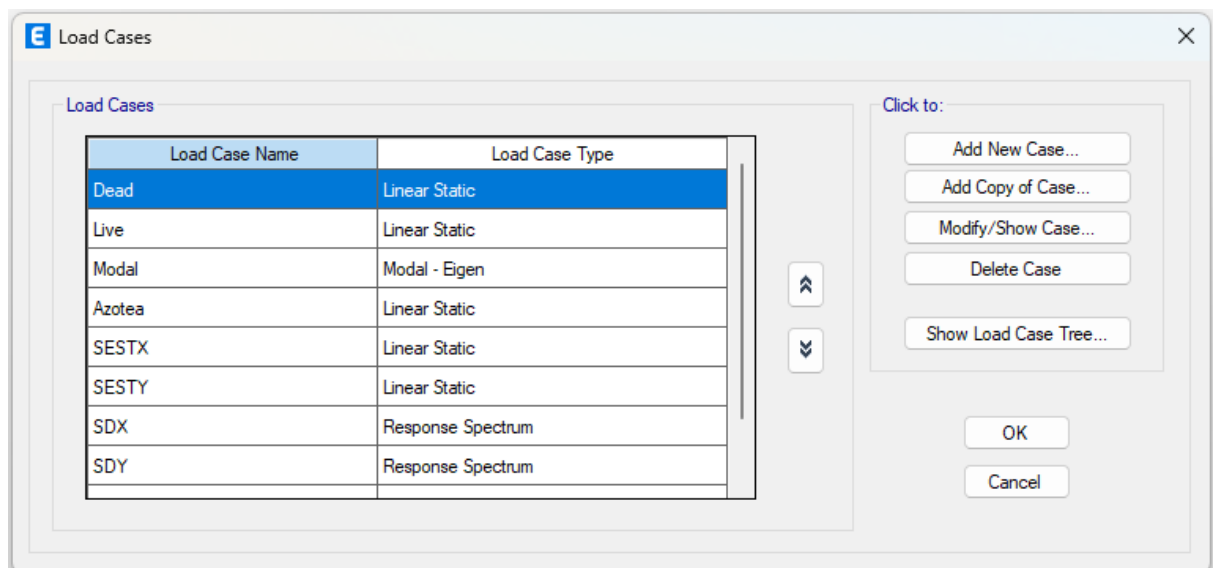


Figura 52:

Asignación de cargas a aplicar en losas (carga viva y carga muerta)- aulas.

The dialog box 'Shell Uniform Load Set Data' has a title bar with a blue 'E' icon and a close button. The 'Uniform Load Set Name' field contains 'AULAS'. Below it, the 'Load Set Loads' section contains a table with two columns: 'Load Pattern' and 'Load Value (tonf/m²)'. The table has two rows: 'Dead' with a value of 0.2 and 'Live' with a value of 0.25. To the right of the table are 'Add' and 'Delete' buttons. At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons. A note at the bottom states: 'Note: Loads are in the gravity direction.'

Load Pattern	Load Value (tonf/m²)
Dead	0.2
Live	0.25

Figura 53:

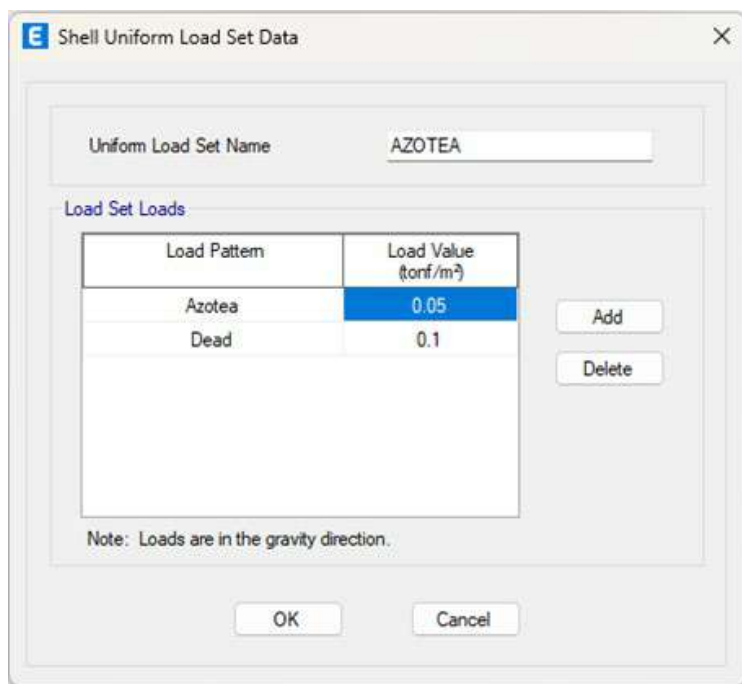
Asignación de cargas a aplicar en losas (carga viva y carga muerta)-corredor.

The dialog box 'Shell Uniform Load Set Data' has a title bar with a blue 'E' icon and a close button. The 'Uniform Load Set Name' field contains 'CORREDOR'. Below it, the 'Load Set Loads' section contains a table with two columns: 'Load Pattern' and 'Load Value (tonf/m²)'. The table has two rows: 'Dead' with a value of 0.2 and 'Live' with a value of 0.4. To the right of the table are 'Add' and 'Delete' buttons. At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons. A note at the bottom states: 'Note: Loads are in the gravity direction.'

Load Pattern	Load Value (tonf/m²)
Dead	0.2
Live	0.4

Figura 54:

Asignación de cargas a aplicar en losas (carga viva y carga muerta)-azotea.



The dialog box titled "Shell Uniform Load Set Data" contains a text field for "Uniform Load Set Name" with the value "AZOTEA". Below this is a section titled "Load Set Loads" containing a table with two columns: "Load Pattern" and "Load Value (tonf/m²)". The table lists "Azotea" with a value of 0.05 and "Dead" with a value of 0.1. To the right of the table are "Add" and "Delete" buttons. At the bottom, there is a "Note: Loads are in the gravity direction." and "OK" and "Cancel" buttons.

Load Pattern	Load Value (tonf/m²)
Azotea	0.05
Dead	0.1

Figura 55:

Espectro de respuesta para la dirección X.

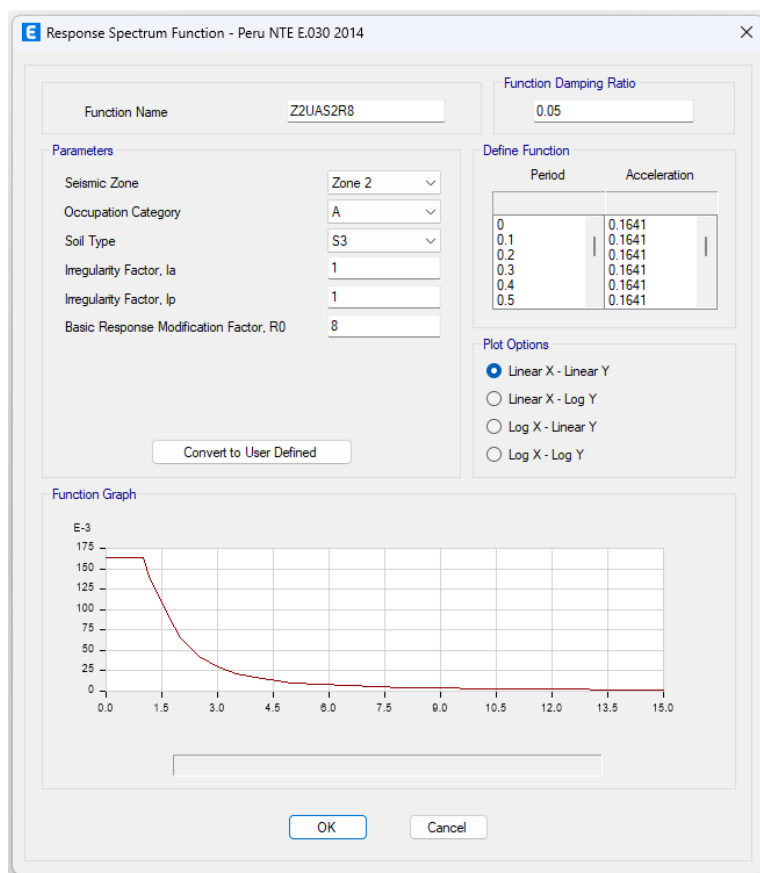


Figura 56:
Espectro de respuesta para la dirección Y.

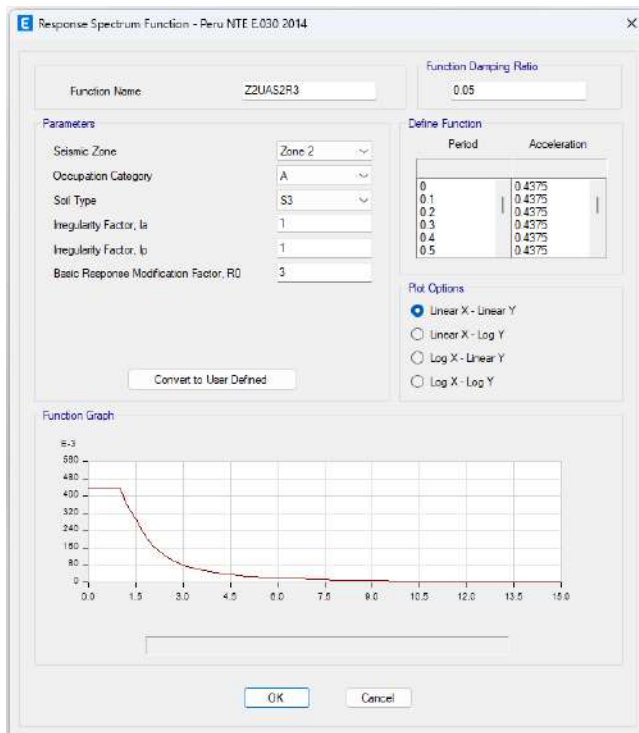


Figura 57:
Configuración de sismo dinámico modal espectral y método de análisis para la dirección X.

Load Case Data

General:

- Load Case Name: SDIN-X
- Load Case Type: Response Spectrum
- Mass Source: Previous (MsSrc1)
- Analysis Model: Default

Design... Notes...

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Z2UAS2R8	9.81

Add Delete Advanced

Other Parameters:

- Modal Load Case: Modal
- Modal Combination Method: CQC
- ☐ Include Rigid Response
- Rigid Frequency, f1:
- Rigid Frequency, f2:
- Periodic + Rigid Type:
- Earthquake Duration, td:
- Directional Combination Type: SRSS
- Absolute Directional Combination Scale Factor:
- Modal Damping: Constant at 0.05
- Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Modify/Show... Modify/Show...

OK Cancel

Figura 58:
Configuración de sismo dinámico modal espectral y método de análisis para la dirección Y.

Load Case Data

General

Load Case Name: SDIN-Y [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Z2UAS2R3	9.81

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 59:
Combinación para verificación de derivas y desplazamientos.

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: DRIFT

Combination Type: Envelope

Notes: [Modify/Show Notes...]

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
SDIN-X	6
SDIN-Y	2.25

[Add] [Delete]

[OK] [Cancel]

Figura 60:
Asignación de combinaciones de carga (0.9D+SX).

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: 0.9D+SX

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	0.9
SDIN-X	1
Acabados	0.9

Add Delete

OK Cancel

Figura 61:
Asignación de combinaciones de carga (0.9D+SY).

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: 0.9D+SY

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	0.9
SDIN-Y	1
Acabados	0.9

Add Delete

OK Cancel

Figura 62:
Asignación de combinaciones de carga ($1.4D+1.7L$).

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: 1.4D+1.7L

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1.4
Live	1.7
Azotea	1.7
Acabados	1.4

Add

Delete

OK Cancel

Figura 63:
Asignación de combinaciones de carga ($1.25(D+L) + SX$).

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: 1.25 (D+L)+SX

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1.25
Live	1.25
Azotea	1.25
SDIN-X	1
Acabados	1

Add

Delete

OK Cancel

Figura 64:

Asignación de combinaciones de carga ($1.25(D+L) + SY$).

The dialog box 'Load Combination Data' is shown with the 'General Data' tab selected. The 'Load Combination Name' is '1.25 (D+L)+SY', 'Combination Type' is 'Linear Add', 'Notes' is empty, and 'Auto Combination' is 'No'. The 'Define Combination of Load Case/Combo Results' section contains a table with the following data:

Load Name	Scale Factor
Dead	1.25
Live	1.25
Azotea	1.25
SDIN-Y	1
Acabados	1.25

Buttons 'Add' and 'Delete' are to the right of the table. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Figura 65:

Asignación de combinaciones de carga (Envolvente).

The dialog box 'Load Combination Data' is shown with the 'General Data' tab selected. The 'Load Combination Name' is 'ENVOLVENTE', 'Combination Type' is 'Envelope', 'Notes' is empty, and 'Auto Combination' is 'No'. The 'Define Combination of Load Case/Combo Results' section contains a table with the following data:

Load Name	Scale Factor
1.4D+1.7L	1
1.25 (D+L)+SX	1
1.25 (D+L)+SY	1
0.9D+SX	1
0.9D+SY	1

Buttons 'Add' and 'Delete' are to the right of the table. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Figura 66:

Asignación de las restricciones para el modelo dinámico A.E. Sargsian.

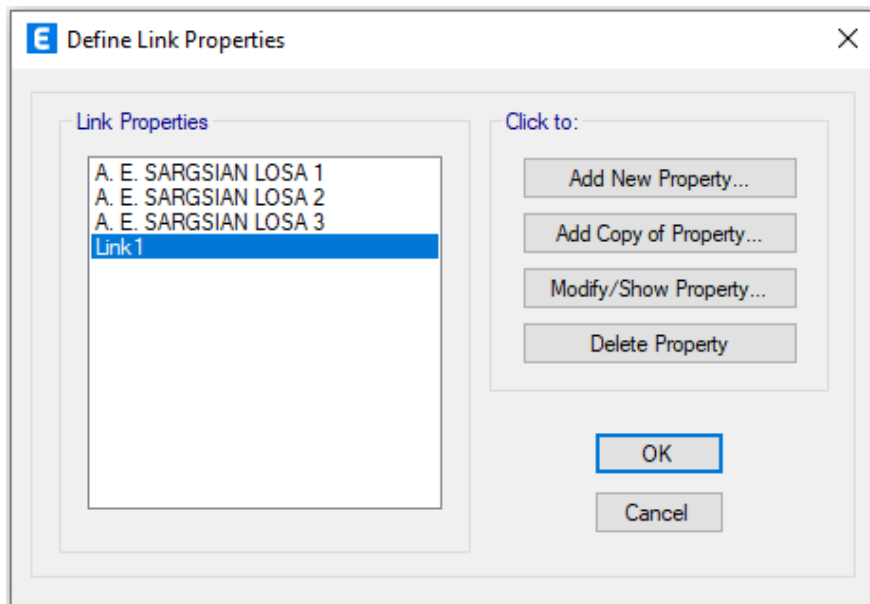


Figura 67:

Asignación de los valores de rigideces y amortiguamientos para el modelo dinámico A.E. Sargsian.

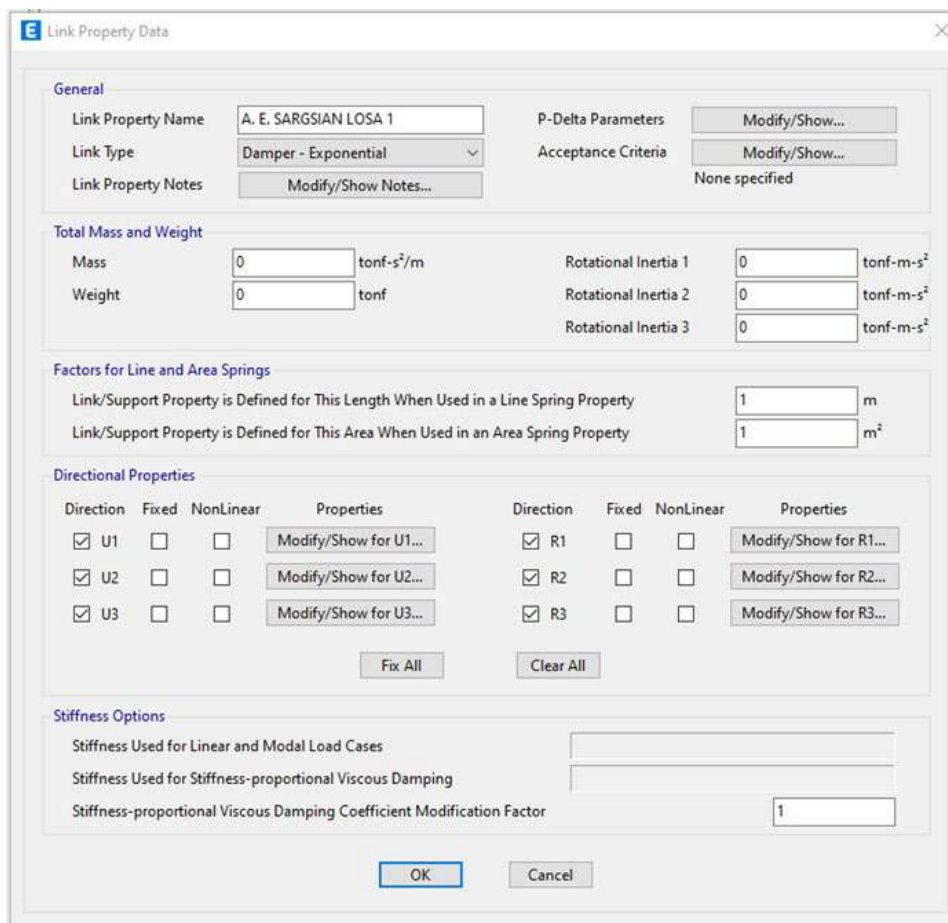


Figura 68:

Asignación de las restricciones para el modelo dinámico Norma Rusa SNIP2.02.05-87.

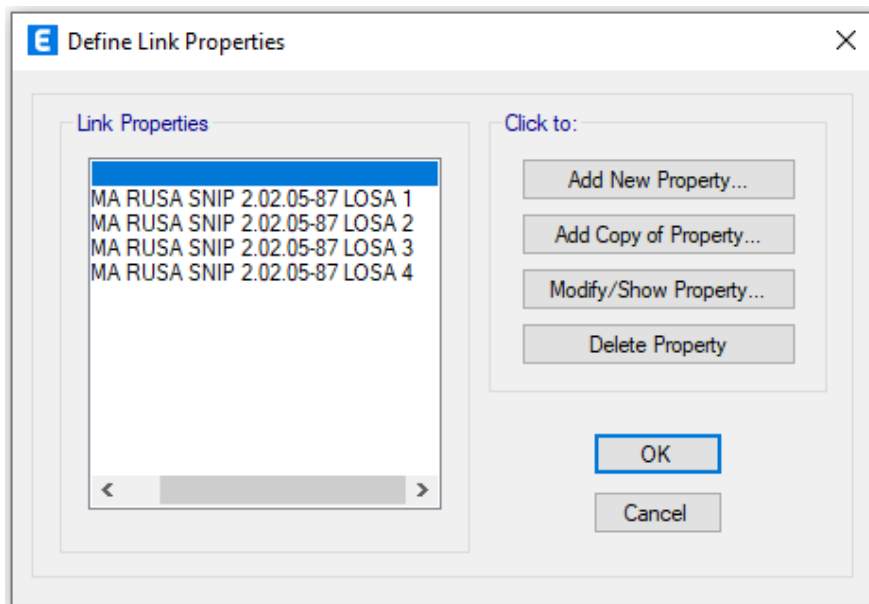
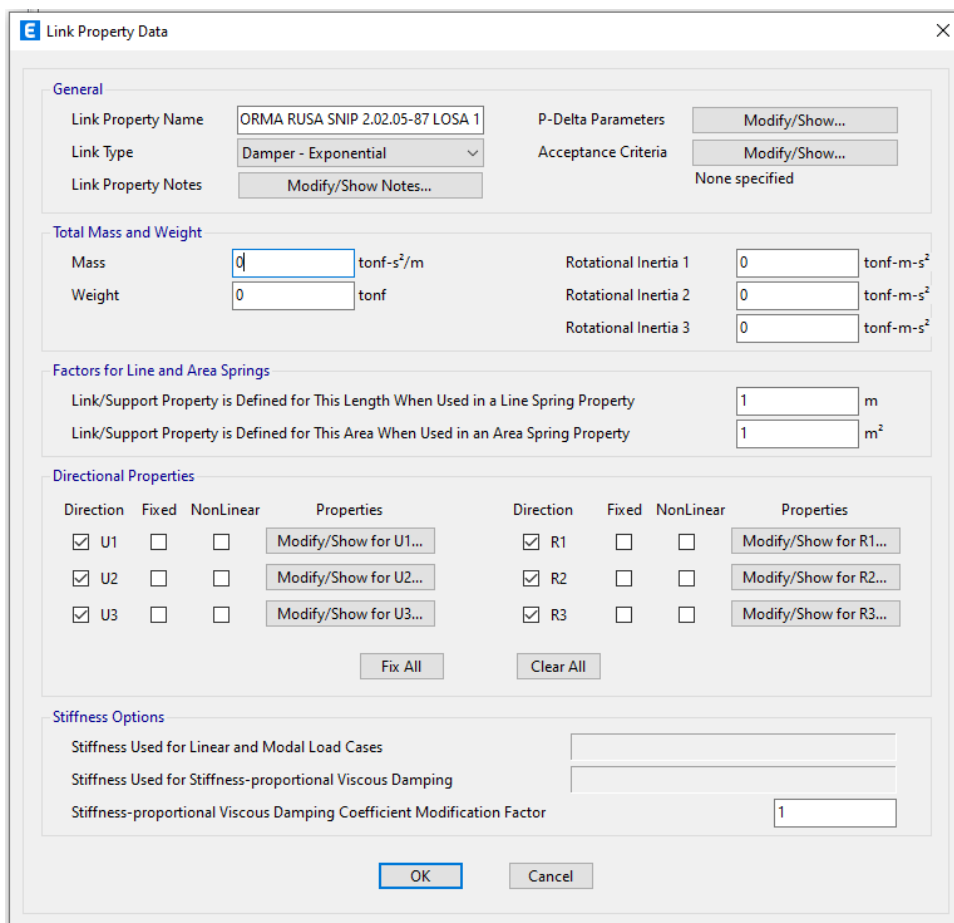


Figura 69:

Asignación de los valores de rigideces y amortiguamientos para el modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION

PROYECTO

**MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO EN LA INSTITUCION
EDUCATIVA PRIMARIA Y SECUNDARIA N° 17524 SAN AGUSTIN –
LOCALIDAD SAN AGUSTIN, DISTRITO BELLAVISTA – PROVINCIA DE JAEN -
CAJAMARCA**

UBICACIÓN

**LOCALIDAD SAN AGUSTIN - DISTRITO BELLAVISTA -
PROVINCIA DE JAEN - REGION CAJAMARCA**

JAEN, 14 DE JULIO DEL 2016



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION

002063

**“MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO EN LA INSTITUCION
EDUCATIVA PRIMARIA Y SECUNDARIA N° 17524 SAN AGUSTIN –
LOCALIDAD SAN AGUSTIN, DISTRITO BELLAVISTA – PROVINCIA DE JAEN -
CAJAMARCA”**

I. GENERALIDADES

1. OBJETIVO

Se ha elaborado el presente Informe Técnico tiene por objeto investigar el terreno de fundación del Proyecto: *“MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO EN LA INSTITUCION EDUCATIVA PRIMARIA Y SECUNDARIA N° 17524 SAN AGUSTIN – LOCALIDAD SAN AGUSTIN, DISTRITO BELLAVISTA – PROVINCIA DE JAEN - CAJAMARCA”*; por medio de trabajos de campo a través de sondeos, ensayos de de laboratorios a fin de obtener las principales características físicas y mecánicas del suelo, sus propiedades de resistencia, asentamientos y labores de gabinete en base a los datos obtenidos de los perfiles estratigráficos, tipo y profundidad de cimentación, capacidad portante admisible, asentamientos, agresión del suelo al concreto, recomendaciones y conclusiones para la cimentación.

El proceso seguido para los fines propuestos, fue el siguiente:

- Reconocimiento del terreno
- Distribución y ejecución de calicatas
- Tomas de muestras inalteradas y disturbadas
- Ejecución de ensayos de laboratorio
- Evaluación de los trabajos de campo y laboratorio
- Perfil estratigráfico
- Análisis de la Capacidad Portante Admisible
- Calculo admisible permisibles
- Análisis del potencial Expansión
- Agresión del suelo a la cimentación
- Conclusiones y recomendaciones


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


Luis A. Cotrina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Dávila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozado
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 978125517 - RPM: 888898 - JAEN

2. UBICACIÓN

002062

El área de estudio se encuentra ubicada en la LOCALIDAD SAN AGUSTIN -
DISTRITO BELLAVISTA - PROVINCIA JAEN - REGION CAJAMARCA.

II. GEOLOGIA REGIONAL, ESTRATIGRAFIA Y SISMICIDAD EN EL AREA DE ESTUDIO

1. GEOLOGIA REGIONAL

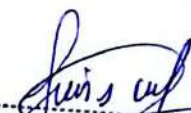
Estratigráficamente la unidad más antigua está representada por el Complejo del Maraón de edad Neoproterozoica, sobre el cual descansan las molasas del Grupo Mitu.

Durante el Mesozoico se reconocen dos Cuencas: una Occidental y otra Oriental, separadas por una zona positiva denominada Complejo del Maraón. En la Cuenca Occidental se depositaron: en el Triásico superior-Jurásico inferior las calizas del Grupo Pucará, representado por las Formaciones Chambará, Aramachay y Condorsinga, posteriormente en el Jurásico medio, las lavas andesíticas de la Formación Oyotún, y en el Jurásico superior en ambas cuencas la Formación Sarayaquillo.

En el Cretáceo inferior se depositaron, las areniscas del Grupo Goyllarisquizga; desde el Albiano hasta el Turoniano las secuencias calcáreas de la formación Chúlec, el Grupo Pulluicana y margas y lutitas del Grupo Quilquiñán, y en el intervalo Turoniano-Santoniano las calizas y lutitas de las formaciones Cajamarca y Celendín.

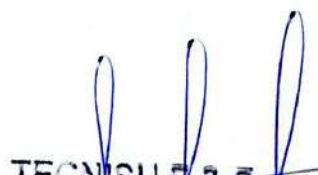
En el sector Oriental la sedimentación se inició en el Triásico con el Grupo Pucará, continuó en el Jurásico superior con las capas rojas de la formación Sarayaquillo, posteriormente en el Cretáceo inferior se depositaron las areniscas del Grupo Oriente y desde el Albiano hasta el Maastrichtiano tuvo lugar la sedimentación de las formaciones Chonta, Vivian y Cachiyacu.

El Paleógeno-Neógeno en el sector occidental está representado por las formaciones Chota, Cajaruro, El milagro, Bellavista y Tamborapa, mientras que en la cuenca oriental por el grupo Huayabamba, formación Pozo y el grupo Chiriaco.


Luis A. Colina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


Oscar David Dávila Rutz
ARQUITECTO


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozano
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: °688896 - JAEN

En el Cuaternario se acumularon en ambas cuencas depósitos aluviales y fluviales, adicionalmente coluviales en la cuenca occidental.

002061

El área presenta pliegues con orientación andina y dos sistemas de fallas longitudinales de tipo normal e inverso con orientación N-S y otro con rumbo NO-SE respectivamente. Se reconocen zonas estructurales como el sinclinal Bagua-Huarango pliegue asimétrico paralelo al río Chinchipe y rumbo NO-SE. Y la zona de fallamientos longitudinales de mayor deformación con fallas de gran longitud, como El Recodo, El Porvenir y otras.

1.2 GEOMORFOLOGIA.

Las unidades geomorfológicas del área de estudio (Figura 4) han sido delimitadas considerando criterios geográficos, morfo estructurales y litológicos; en base a ellos se ha diferenciado las siguientes unidades:

La geomorfología del área presenta las siguientes unidades: Cadena Montañosa Disectada, Colinas, Depresión, Ladera-Cuesta Estructural, Valle Sinclinal, Cadena Longitudinal Subandina y Ladera Subandina.

a) Cadena montañosa disectada.

Se ha denominado así a la prolongación oriental de la cadena montañosa de Rumipite, que cruza los cuadrángulos de Huancabamba y San Ignacio con un rumbo NO-SE; asimismo al macizo montañoso Picorana (hojas de San Ignacio y Río Santa Águeda) que se prolonga hacia territorio ecuatoriano y a una alineación de montañas ubicadas al Norte de la hoja de Río Santa Águeda, que constituyen el extremo suroeste de la Cordillera del Cóndor.

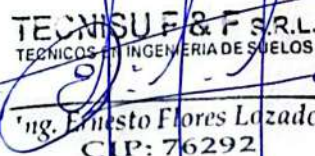
En estas cadenas montañosas se encuentran las mayores altitudes del área de estudio (2,750msnm), presentan una superficie abrupta fuertemente disectada con cumbres afiladas y drenaje dendrítico.

La litología que define esta geoforma, corresponde a rocas plutónicas tipo granodiorita-tonalita.


Luis A. Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


Oscar David Dávila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003


Ing. Ernesto Flores Lozano
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: *688896 - JAEN

002060

b) Colinas.

Esta unidad geomorfológica adyacente a la Cadena Montañosa Disectada, se halla ampliamente distribuida en los cuadrángulos de San Ignacio y Río Santa Águeda (La Colpa, Chirinos, Tamborapa, Selva Andina, Villa Rica, La Naranja, Santa Águeda) y se prolonga hacia el Oriente ecuatoriano.

La unidad geomorfológica se caracteriza por una sucesión de colinas de baja altitud, modelado homogéneo y cumbres sub-redondeadas, resultantes en su mayor parte de la meteorización y erosión de rocas volcánicas en un clima semitropical-lluvioso que ha facilitado la formación de suelos arcillosos que al saturarse de agua dan lugar a taludes inestables y empantanamientos, fenómenos comunes que se observan en la carretera Jaén-San Ignacio y que también ocurren de manera caótica en las zonas montañosas.

c) Valle sinclinal.

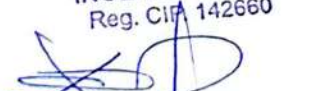
Esta unidad geomorfológica es el resultado de la evolución morfo estructural de un pliegue sinclinal. La disposición geométrica de las unidades rocosas y su erosión posterior por agentes fluviales, ha dado lugar a este tipo de geoforma. Entre los principales valles sinclinales se tiene la prolongación del valle sinclinal de Bagua, cuyo eje se alinea paralelamente al río Chinchipe con un rumbo NO-SE hasta Huarango.

2 ESTRATIGRAFIA.

En el caso de las rocas Mesozoicas, estas presentan variaciones de litofacies que permiten inferir que se han depositado en dos cuencas, una occidental y otra oriental, separadas por una zona levantada.

Las columnas lito estratigráficas generalizadas de los sectores occidental y oriental muestran las características litológicas, grosores (potencia) relaciones estratigráficas así como la edad de las deferentes unidades geológicas, que predominantemente son de naturaleza sedimentaria y volcánica y en menor proporción metamórficas e intrusivas.


Luis A. Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 142660

Oscar David Dávila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozada
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1662 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: *688896 - JAEN

a) Triásico superior Jurásico Inferior.

Grupo Pucará (TR-pu).

002059

En el área de estudio los afloramientos de este grupo están ubicados en el valle del Marañón entre las localidades de Aramango y Chinganza, en la parte alta del río Shushunga y en el tramo medio del río Chiriaco; donde se le encuentra como cuerpos alargados en dirección NO-SE; en la hoja de San Ignacio se tienen afloramientos en el sector de Santa Rosa de la Yunga y en la hoja de Río Santa Águeda aflora al Norte del caserío Los Naranjos.

Esta unidad tiene similitud con las rocas que con el mismo nombre describió McLaughlin, D. (1924) en los Andes del Perú Central.

En general esta secuencia, está compuesta de calizas grises con nódulos macizos de chert, y calizas micríticas gris amarillentas en capas de 2 a 3 m.; en la parte intermedia por calizas y limoarcillitas en tanto que la parte superior está conformada por calizas negras con estratificación delgada y venillas de calcita. El grosor de la secuencia alcanza aproximadamente 800 m.

El grupo Pucará se presenta intensamente plegado, con pliegues mayores cuyos ejes están orientados en dirección andina y asociados a pliegues secundarios como puede observarse en el pongo de Rentema.

Formación Oyatún. (J-o)

Con esta denominación Wilson, J. (1984) describe en el valle de Zaña, cerca de la localidad de Oyatún, una secuencia de rocas volcánicas con algunas intercalaciones sedimentarias.

En el área de estudio sus afloramientos se extienden desde el río Tamborapa, pasando por San Ignacio en la hoja del mismo nombre y quebrada San Francisco, río Miraflores hasta las nacientes del río Santa Águeda, para prolongarse sin solución de continuidad en territorio ecuatoriano.

La secuencia de la base al tope está representada principalmente por lavas andesíticas afaníticas, color verde oscuro y lavas porfíricas grises a verde claro. En el sector de Selva Andina las lavas afaníticas presenta mineralización diseminada de piritita, pirrotita y algo de galena, siendo posible observar algunos horizontes de alteración silíceo.


Oscar David Dávala Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003


Luis A. Cerina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozada
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: 688896 - JAEN

En el sector de Rumichina, en el río Miraflores cerca al límite de las hojas de San Ignacio y Río Santa Águeda, se encuentran intercalaciones de limoarcillitas laminares de color beige amarillento, bastante fracturadas; estos horizontes sedimentarios pertenecerían a la parte media de la secuencia.

002058

A excepción de la parte superior donde es posible observar estratificación, la mayor parte de los afloramientos de esta secuencia presentan un aspecto masivo. La formación Oyotún ha sido intruída por los plutones de Rumipite y Picorana, aunque no se observan claramente los contactos. Esta formación está sobreyaciendo al grupo Pucará, como se aprecia en las cercanías de la comunidad nativa de La Naranja. En la margen derecha del río Chinchipe frente al caserío de Nambacasa y al NE de Villa Rica en la hoja de San Ignacio, subyace al grupo Goyllarisquizga en discordancia angular. El espesor de la formación Oyotún es variable y se estima en 2000m.

b) Sector Occidental.

Formación Sarayaquillo (Js-s).

Esta formación aflora extensamente en la Faja Subandina. En el área de estudio se ha denominado así a una secuencia que aflora en el pongo de Rentema, en el sector comprendido entre Magdalena y El Muyo y en el Sector de Selva Negra.

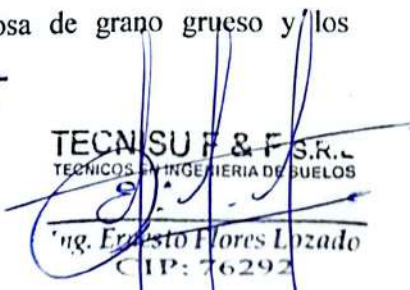
Litológicamente la secuencia está constituida por tres unidades, la unidad inferior consiste de areniscas pardo rojizas en capas delgadas, intercaladas con micro conglomerados con yeso que rellena las fracturas y planos de estratificación; asimismo presenta areniscas rojas y verdes de grano medio a grueso en estratos de 0.30 a 1m. de grosor. Se observan grandes grietas de desecación asociadas con areniscas en capas laminares de grano fino a medio, seguidas de areniscas en estratos gruesos laminares asimismo son notorias algunas estructuras de sobrecarga.

La unidad media consiste de intercalaciones de conglomerados, microconglomerados y areniscas. Los clastos de los conglomerados son de rocas volcánicas y calizas, varían de 0.01 a 0.05m de diámetro, y se hacen más escasos hacia los niveles superiores; la matriz es arenosa de grano grueso y los


David Dávila Ruiz
ARQUITECTO
CAP. 8008


Luis A. Cotrina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozano
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: °688896 - JAEN

conglomerados se presentan en capas masivas e irregulares. Las areniscas son de grano medio a grueso mal clasificado, tienen color rojo, con algunas incrustaciones de calcita, se presentan tanto en estratos gruesos como delgados. 002057

La unidad superior está compuesta por una intercalación de lodolitas rojizas, macizas, intercaladas con areniscas de grano medio, con matriz arenosa algo calcárea y marcas de oleaje; asimismo presenta horizontes conglomerádicos con clastos de rocas volcánicas hasta de 0.20 m. , en estratos de 1 m. de grosor.

La formación Sarayaquillo en la zona del pongo de Rentema tiene un grosor estimado de 600m, descansa sobre el grupo Pucará en una relación no muy clara y subyace en discordancia angular al grupo Goyllarisquizga.

Grupo Goyllarisquizga (Ki-g).

Esta unidad ampliamente extendida en la cuenca Cajamarca, comprende una secuencia principalmente de areniscas cuarzosas con intercalaciones de lutitas que aflora con grosor variable en casi toda el área de estudio.

Generalmente el grupo Goyllarisquizga forma relieves notables, con escarpas laterales donde se distinguen las areniscas cuarzosas blanquecinas y beige bien estratificadas, en capas medianas a gruesas con algunas intercalaciones de lutitas grises a marrón rojizas.

El grosor de la secuencia es variable debido principalmente a las características paleogeográficas de la cuenca, los máximos grosores se encuentran en el pongo de Rentema (hoja de Aramango) con 530 m. y en la carretera Jaén-San Ignacio, al Norte del puerto Ciruelo con 548 m.

En el pongo de Rentema se reconocen dos miembros característicos, aunque no han sido diferenciados en el cartografiado. El miembro inferior está compuesto por areniscas cuarzosas de grano grueso, color beige-crema con tonalidades rojizas en estratos que varían de 0.30 a 0.80m de grosor; se intercalan estratos delgados de areniscas cuarzosas y limoarcillitas grises. Esta parte de la sección tiene un grosor aproximado de 420 m. y presenta estratificación cruzada. El miembro superior consiste en una intercalación de areniscas beige a blancas en capas delgadas y limoarcillitas grises a negras bien laminadas, la secuencia presenta igualmente estratificación cruzada y estructuras de sobrecarga.

Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660

Luis A. Cotrina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073

Oscar David Dávila Rulz
ARQUITECTO
CAP. 8003

TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozano
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1852 - PUEBLO NUEVO - CEL. 978125517 - RPM: 688898 - JAEN

002056

Formación Chúlec (Ki-ch)

Mc Laughlin, D. (1924) denominó con este nombre a un miembro de la formación Machay que aflora en el poblado de Chúlec en el Centro del Perú; posteriormente Benavides, V. (1956) lo elevó a la categoría de formación Chúlec con el cual se le conoce en la actualidad.

La formación Chúlec aflora en el sector de El Recodo en el río Chinchipe, en San José de Lourdes, en la zona de puerto Ciruelo; y en el pongo de Rentema, constituye una franja continua que circunda al pliegue sinclinal de Bagua. La formación Chúlec está representada predominantemente por calizas grises, margas y calizas margosas.

En la zona de El Recodo consiste de calizas masivas color gris claro, en estratos que varían de 1 a 3m de grosor, estas calizas generalmente no tienen estructuras sedimentarias, con excepción de uno o dos estratos que presentan estilolitos; las calizas margosas se hallan en capas delgadas bien estratificadas y se observa además calizas tabulares en estratos que varían de 0.01 a 0.05m con nódulos calcáreos; se intercalan limolitas y lodolitas calcáreas finamente estratificadas también con nódulos calcáreos. En varias partes de la secuencia es posible observar calizas limosas, algo nodulosas, de color gris claro en estratos laminares. La parte superior de esta secuencia está cubierta, razón por la cual no se ha podido determinar su grosor total, en ésta zona solo afloran 25m de calizas. En la localidad de puerto Ciruelo aflora una secuencia parcial de la formación Chúlec, constituida por calizas micríticas de color gris claro en capas macizas que varían de 1 a 3m de grosor sin estructura sedimentaria; margas y lutitas de color gris finamente estratificadas con nódulos calcáreos y calizas margosas, nodulosas, beige claro en capas que varían de 0.20 a 2m. Se observa una intercalación de limoarcillitas calcáreas finamente estratificadas con nódulos calcáreos y se presentan estratos tabulares de caliza con nódulos. Al igual que en El Recodo tampoco se observa la parte superior por las razones antes mencionadas. Esta unidad yace directamente sobre el grupo Goyllarisquizga. La formación Chúlec infrayace concordante al grupo Pulluicana.


Luis A. Cotrina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Dávila Ruiz
ARQUITECTO
CAP. 8003


TECNISU F & F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozada
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: *688896 - JAEN

Grupo Pulluicana (Ks-p)

002055

Este grupo fue descrito por Tafur, I. (1950) en el pueblo de Pulluicana, 7Km al Oeste de la ciudad de Cajamarca, e incluía a la formación Pariatambo; posteriormente Benavides, V (1956) fundamenta su exclusión debido a la existencia de una importante discordancia erosional en el techo y separó dos formaciones, una inferior (formación Yumagual) y otra superior (formación Mujarrún). En el área de estudio no se han diferenciado las formaciones Yumagual y Mujarrún.

El grupo Pulluicana, consiste en calizas y margas de color gris siendo los niveles inferiores más arcillosos y más arenosos que los superiores. Los afloramientos se ubican en el río Chinchipe, sectores Perico, Huarango, Puenteclillos, Santa Rosa de la Yunga y Pongo de Rentema.

El grupo Pulluicana yace en contacto nítido y concordante a la formación Chúlec e infrayace concordante al grupo Quilquiñán.

El espesor medio de este grupo, es de aproximadamente 195m. La parte inferior presenta una topografía de laderas suavemente onduladas debido a diferentes grados de meteorización y la parte superior muestra una morfología de crestas alineadas que siguen el rumbo de la estratificación debido a que esta unidad es más resistente respecto a las rocas adyacentes.

Grupo Quilquiñán (Ks-q)

Tafur, I. (1950) asignó dentro del grupo Otuzco el nombre de formación Quilquiñán a una serie de margas y lutitas muy fosilíferas, posteriormente Benavides, V (1956) la elevó a la categoría de Grupo, separando las formaciones Romirón y Coñor.

El grupo Quilquiñán aflora principalmente en el pongo de Rentema, también en el río Chinchipe, sector Perico-Huarango.

En forma general, se trata de una secuencia monótona de lutitas de color gris azulino en la base y gris verdoso hacia el tope, con ocasionales intercalaciones de margas verde amarillento y de calizas de color gris y gris verdoso en capas delgadas. En la parte media predominan margas amarillentas con intercalaciones de caliza beige en capas delgadas y de lutitas gris oscuras y gris amarillentas. La

Luis A. Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073

Oscar David Dávila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003

TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

Ing. Ernesto Flores Lozado
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: 688896 - JAEN

parte superior es mucho más arcillosa, presenta intercalación de margas y ocasionalmente lutitas. El grosor (potencia) de esta sección es de 350 m. La parte superior de este grupo está representada por una secuencia de lutitas color gris verdoso, beige con algunos lechos de lutitas gris amarillento muy friables y en menor proporción, margas finas de color verde olivo y gris claro.

002054

Los estratos de lutitas que alcanzan gran espesor variando de 3 a 8m, presentan algunas intercalaciones de calizas gris azuladas, pardas y gris amarillentas; el contenido faunístico es menor que en la sección inferior, los estratos lumaguélicos desaparecen hacia arriba pero es más notoria la presencia de ammonites junto a un predominio casi total de margas con menor proporción de lutitas. El grosor de esta unidad en el pongo de Rentema es de aproximadamente 650 m.

Este grupo sobreyace en forma concordante al Grupo Pulluicana e infrayace en relación similar a la formación Cajamarca.

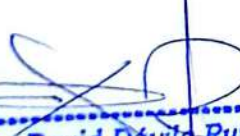
Grupo Otuzco

Tafur, I. (1950) definió como formación Otuzco a una secuencia calcárea y lutácea, posteriormente Benavides, V (1956) la elevó a la categoría de Grupo separando las formaciones Cajamarca y Celendín, las cuales se describen a continuación.

Formación Cajamarca (Ks-ca)

La Formación Cajamarca en el área de estudio tiene una distribución similar a los grupos Pulluicana y Quilquiñán.

La base de esta formación está constituida por calizas de color gris, compactas y macizas, con fractura concoidea, presentan restos macroscópicos de ostras, bivalvos y algunos equinoideos bien conservados; y concreciones ferrosas que pueden alcanzar hasta 0.20 m. de diámetro que se intercalan con capas de margas claras y gris amarillentas. Exhibe buena estratificación, con grosores que varían entre 1 y 2 m. En la parte media se observa un estrato gris parduzco suave, con fragmentos de pequeños equinodermos y óxidos de hierro. La parte superior está compuesta de calizas semejantes a las de la parte inferior pero de


David Dávila Ruiz
ARQUITECTO
CAP. 8003



TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1852 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: 688896 - JAEN

color más claro, en estratos medianos y gruesos, esta parte de la secuencia culmina con capas de calizas margosas. El grosor de esta formación es aproximadamente de 85 m.

002053

La formación Cajamarca es una de las unidades más notorias, resalta en la topografía formando picos y aristas dando lugar a superficies kársticas.

La secuencia sobreyace al Grupo Quilquiñán en forma concordante y en la misma relación subyace a la formación Celendín.

Edad y Correlación. La Formación Cajamarca en los estratos arcillosos contiene una rica fauna. Esta fauna es comparable a la descrita por Benavides, V. (1956) en la región de Cajamarca, a la que asignó edad Turoniano superior.

La formación Cajamarca se correlaciona con la parte superior de la formación Chonta de la región subandina y con la parte superior de la formación Jumasha del Centro del Perú

Formación Celendín (Ks-ce).

En el área de estudio la formación Celendín aflora principalmente en el pongo de Rentema, Santa Rosa de la Yunga y Puenteccillos, en las hojas de Aramango y San Ignacio, respectivamente.

Esta formación generalmente está constituida por margas y lutitas de color gris azulado y amarillo rojizo, abigarradas hacia el tope, en capas cuyo grosor en la base varía entre 2 y 6m, alcanzando hasta 8m en la parte superior.

La Formación Celendín presenta intercalaciones de calizas margosas algo nodulosas en capas delgadas, algunas son lumaquéllicas, asimismo calizas areniscosas color gris amarillento, sobre todo en la parte superior. Frecuentemente se observa abundantes láminas finas de yeso secundario distribuido en el material arcilloso, formando costras en los estratos calcáreos o también rellenando cavidades. La formación Celendín presenta una fauna muy variada, consiste principalmente de equinoideos, bivalvos, amonites, pecten y gasterópodos, en general su relieve es ligeramente ondulado y su grosor alcanza aproximadamente 300m.

El contacto de la formación Celendín con la formación Cajamarca que infrayace es concordante y nítido, en cambio el contacto suprayacente con la formación


David Dávila Ruiz
ARQUITECTO
CAP. 8003

TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: 688896 - JAEN

Chota no es claro debido a la cobertura de material reciente. Esta formación representa el final de la sedimentación marina del Cretáceo iniciándose la sedimentación continental de las Capas Rojas.

Edad y Correlación. La Formación Celendín es muy fosilífera, principalmente en su sección inferior y media. La paleofauna se encuentra tanto en los niveles limo arcillíticos como en los calcáreos y corresponde mayormente a cefalópodos, pelecípodos y equinodermos.

Formación Chota (KsP-ch).

Con este nombre Broggi, J. (1942) describió una secuencia sedimentaria clásica de origen continental y color rojo, en la localidad de Lajas, al Oeste de Chota.

En el cuadrángulo de San Ignacio la Formación Chota se encuentra en el pliegue sinclinal de Bagua, a modo de una franja que se extiende desde el pongo de Rentema hacia el noroeste en Huadillo, luego sigue una dirección NO-SE y pasa por la quebrada Shumba en el Sur.

En la Formación Chota se distinguen dos miembros bien definidos, el miembro basal está constituido por sedimentos arcillosos tales como lutitas, lodolitas y margas, de color rojo brunáceo y marrón amarillento, con intercalaciones de areniscas finas gris verdosas, en capas medianas y delgadas algo friables. Las lutitas y lodolitas se presentan en estratos gruesos, contienen algunos clastos de material cuarzoso que aumentan hacia el tope en algunas capas. Las areniscas tienen laminación fina paralela u oblicua, son mayormente de grano fino, a veces presentan grano grueso hasta alcanzar características de microconglomerados.

Esta secuencia basal presenta una ligera discordancia angular con el miembro superior, el cual está compuesto por areniscas y conglomerados de color rojo, en capas macizas, con algunas intercalaciones de lodolitas y lutitas en capas delgadas. Las areniscas son de grano grueso y muestran estratificación oblicua nítida. Los conglomerados se presentan en capas delgadas, son heterogéneos con clastos de naturaleza volcánica cuyos diámetros varían entre 0.01 y 0.04m. Al tope de la secuencia se nota la presencia de sedimentos arcillosos algo nodulosos, con rodados cuarzosos de diámetros variables y algunas capas delgadas de lodolitas y lutitas algo arenosas de color gris verdoso.

David Dávila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003

TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS



002051

3. SISMICIDAD.

La Región del Nor Oeste de los Andes Peruanos se caracteriza por la existencia de la fosa Peruano-Chilena que constituye una zona de mayor actividad sísmica y tectónica del planeta, separando el continente Sudamericano de una profunda cuenca oceánica (Placa Pacífica).

En cuanto a sismicidad, el borde continental del Perú libera el 14% de la energía sísmica del planeta y la zona donde se proyectará el tendido de tubería se encuentra dentro de una zona sísmica, según las normas peruanas de diseño sísmico.

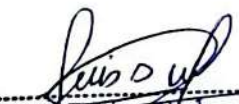
Estudios realizados por Grange et (1978) revelaron que el buzamiento de la zona de Benioff para el Norte del Perú es por debajo de 15, lo que da lugar a que la actividad tectónica, como consecuencia directa del fenómeno de subducción de la placa oceánica debajo de la Placa Oceánica, la misma que se ubica debajo de la Placa Continental, sea menor con relación a la parte Central y Sur del Perú y, por lo tanto, la actividad sísmica y el riesgo sísmico también disminuyen en cierto grado.

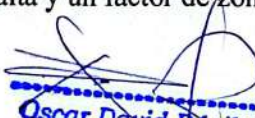
3.1 Intensidades

Según análisis sismotectónicos, existen en el mundo dos zonas muy importantes de actividad sísmica conocidas como: el Círculo Alpino Himalayo y el Círculo Pacífico. En esta última zona han ocurrido el 80 % de los eventos sísmicos, quedando el 15 % para el Círculo Alpino Himalayo, y el 5 % restante se reparte en todo el mundo.

3.2 Zonificación Sísmica

Dentro del territorio peruano se han establecido diversas zonas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de los sismos. Según el mapa de Zonificación Sísmica del Perú la localidad de la Reg. Cajamarca. Comprendida en la Zona Sísmica 2, correspondiéndole una sismicidad alta y un factor de zona $Z=0.25$ g.


Luis A. Corraza Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Dávila Ruiz
ARQUITECTO
CAP. 8003


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ricardo Flores Lozano



002050

3.3 Tipo de Suelo y Periodo

De acuerdo a las normas de Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Construcciones, al suelo de cimentación del mencionado estudio le corresponde un perfil de suelo tipo S3, con un periodo T_p (s) = 1.00 seg. Y un factor de suelo $S = 1.4$

3.4 Fuerza Horizontal Equivalente

La fuerza horizontal o cortante en la base debido a la acción sísmica se Determinara mediante la siguiente expresión:

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

Dónde:

Z = Factor de Zona

U = Factor de Uso

S = Factor de Suelo

C = Coeficiente Sísmico

R = Factor de Ductilidad

P = Peso de la Estructura

III. INVESTIGACION DE CAMPO

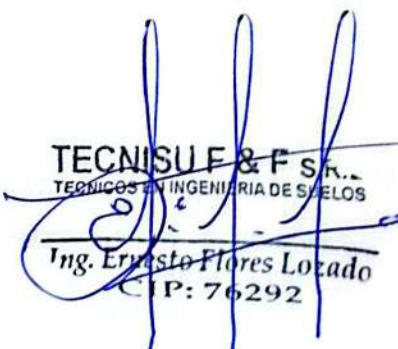
3.1 Trabajos de Campo

Correspondió a la etapa de prospección in-situ, donde se tomaron muestras de tres calicatas a cielo abierto y extrayendo las muestras mediante uso de Posteadora, que permitieron caracterizar al suelo de fundación en el área delimitada para el Proyecto en mención, tomándose muestras de las capas de suelo encontrado.


Luis A. Cotrina Peñaraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Dávila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozano
CIP: 76292



3.2 Exploración

002049

Se realizaron la ejecución de ocho (08) calicatas designadas como C-1, C-2, C-3, C-4, C-5, C-6, C-7 y C-8 ubicadas convenientemente y con profundidades descritas en los perfiles.

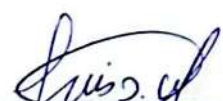
3.3 Muestreo y registros de Exploración

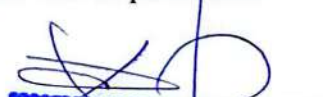
Las muestras de materiales obtenidas en los trabajos de campo fueron analizadas en TECNISU F&F S.R.L. para determinar sus propiedades y características físico – mecánicas fundamentales, tales como, Análisis Granulométricos por tamizado, Limites de Consistencia, Humedad, Pesos Unitarios, Pesos Específicos, Corte Directo y Análisis químicos (Sulfatos y Cloruros), ensayos ejecutados siguiendo las normas vigentes.

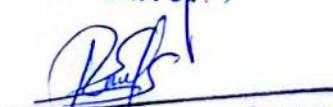
CUADRO N° 01: PROFUNDIDAD DE CALICATAS

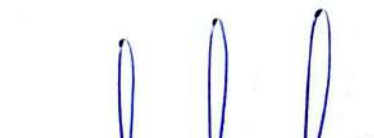
EXPLORACIONES	PROFUNDIDAD (m)
C – 1	3.00
C – 2	1.50
C – 3	3.00
C – 4	3.00
C – 5	3.00
C – 6	3.00
C – 7	1.50
C – 8	3.00

Para determinar la profundidad en cada punto de sondaje se ha tomado como referencia el Capítulo II, Artículo 2.3, Inciso 2.3.2. (C) del Reglamento Nacional de Edificaciones. Profundidad mínima a alcanzar en cada punto:
Cimentaciones Superficiales:


Luis A. Petrucci Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Bévila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 80001


Ricardo Lehin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozado
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: 688896 - JAEN

Se determina de la siguiente manera:

002048

Edificio sin sótano:

$$P = D1 + Z$$

Dónde:

D1 = Es la distancia vertical entre el nivel del piso terminado del sótano al fondo de la cimentación.

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

IV. ENSAYOS DE LABORATORIO.

Se realizaron de acuerdo con las normas que se indican en el REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACION – E – 050 – TABLA N° 2.2.5.

CUADRO N° 02: NORMATIVIDAD

TABLA N° 2 ENSAYOS DE LABORATORIO	
ENSAYO	NORMA APLICABLE
A. GRANULOMETRICO	ASTM D 422
C. DE HUMEDAD	ASTM D 2216
CLASIFICACION (SUCS)	ASTM D 2487
DESCRIPCION VISUAL - MANUAL	ASTM D 2488
CORTE DIRECTO	ASTM D 3080
LIMITE LIQUIDO Y PLASTICO	ASTM D 4318
CONTENIDO DE SULFATOS, CLORUROS Y SALES	BS 1377

Las muestras alteradas e inalteradas extraídas del trabajo de campo han sido llevadas al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la firma TECNISU F&F S.R.L.

Oscar David Dávila Ruiz
ARQUITECTO
CAP. 8003

Luis A. Estrada Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073

Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660

TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozano
CIP: 76292



V. PERFIL DEL SUELO

5.1 Clasificación de Suelos

002047

Las muestras ensayadas en el laboratorio se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) y las muestras restantes que no figuran en el cuadro fueron clasificados por pruebas sencillas de campo, observación y comparación con las muestras representativas ensayadas.

CALICATA C - 01 - AULAS

DE 0.00 - 0.70 m. DE PROFUNDIDAD. Materia orgánica, material no clasificado.

DE 0.20 - 3.00 m. DE PROFUNDIDAD. Se tiene la presencia de un estrato conformado por arcillas limosas, mezcla de limo y arcilla de color beige claro de consistencia semi dura de mediana a baja plasticidad. Clasificado en el sistema SUCS (SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS). Como un ML-CL. Con un contenido de humedad natural de 13.10%.

CALICATA C - 02 - LOSA DEPORTIVA

DE 0.00 - 0.50 m. DE PROFUNDIDAD. Materia orgánica, material no clasificado.

DE 0.50 - 1.50 m. DE PROFUNDIDAD. Se tiene la presencia de un estrato conformado por arcillas limosas, mezcla de limo y arcilla de color beige claro de consistencia semi dura de mediana a baja plasticidad. Clasificado en el sistema SUCS (SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS). Como un ML-CL. Con un contenido de humedad natural de 12.74%.


Luis A. Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Davila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8803


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozado
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: *688898 - JAEN

CALICATA C - 03 - AULAS

002046

DE 0.00 - 0.65 m. DE PROFUNDIDAD. Materia orgánica, material no clasificado.

DE 0.65 - 3.00 m. DE PROFUNDIDAD. Se tiene la presencia de un estrato conformado por arcillas inorgánicas de color beige claro de consistencia semi dura de mediana a baja plasticidad. Clasificado en el sistema SUCS (SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS). Como un CL. Con un contenido de humedad natural de 16.69%.

CALICATA C - 04 - AULAS

DE 0.00 - 0.85 m. DE PROFUNDIDAD. Materia orgánica, material no clasificado.

DE 0.85 - 3.00 m. DE PROFUNDIDAD. Se tiene la presencia de un estrato conformado por arcillas limosas, mezcla de limo y arcilla de color beige claro de consistencia semi dura de mediana a baja plasticidad. Clasificado en el sistema SUCS (SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS). Como un ML-CL. Con un contenido de humedad natural de 12.51%.

CALICATA C - 05 - AULAS

DE 0.00 - 0.80 m. DE PROFUNDIDAD. Materia orgánica, material no clasificado.

DE 0.80 - 3.00 m. DE PROFUNDIDAD. Se tiene la presencia de un estrato conformado por arcillas inorgánicas de color beige claro de consistencia semi dura de mediana a baja plasticidad. Clasificado en el sistema SUCS (SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS). Como un CL. Con un contenido de humedad natural de 15.92%.

CALICATA C - 06 - AULAS

DE 0.00 - 0.90 m. DE PROFUNDIDAD. Materia orgánica, material no clasificado.


Luis A. Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Davila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozado
CIP: 75292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: 688896 - JAEN

DE 0.90 – 3.00 m. DE PROFUNDIDAD. Se tiene la presencia de un estrato conformado por arcillas inorgánicas de color beige claro de consistencia semi dura de mediana a baja plasticidad. Clasificado en el sistema SUCS (SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS). Como un CL. Con un contenido de humedad natural de 15.73%.

002045

CALICATA C – 07 – LOSA DEPORTIVA

DE 0.00 – 0.60 m. DE PROFUNDIDAD. Materia orgánica, material no clasificado.

DE 0.60 – 1.50 m. DE PROFUNDIDAD. Se tiene la presencia de un estrato conformado por arcillas limosas, mezcla de limo y arcilla de color beige claro de consistencia semi dura de mediana a baja plasticidad. Clasificado en el sistema SUCS (SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS). Como un ML-CL. Con un contenido de humedad natural de 13.21%.

CALICATA C – 08 – AULAS

DE 0.00 – 0.85 m. DE PROFUNDIDAD. Materia orgánica, material no clasificado.

DE 0.85 – 3.00 m. DE PROFUNDIDAD. Se tiene la presencia de un estrato conformado por arcillas limosas, mezcla de limo y arcilla de color beige claro de consistencia semi dura de mediana a baja plasticidad. Clasificado en el sistema SUCS (SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS). Como un ML-CL. Con un contenido de humedad natural de 13.35%.


Luis A. Cotrina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Dávila Ruiz
ARQUITECTO
CAP. 8003


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozano
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: 98896 - JAEN

002044

5.2 CUADRO N° 03: DE CLASIFICACION DE SUELOS

SONDEO	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5
PROFUNDIDAD	0.70 - 3.00	0.50 - 1.50	0.65 - 3.00	0.85 - 3.00	0.80 - 3.00
MUESTRA	M - 1	M - 1	M - 1	M - 1	M - 1
W %	13.10	12.74	16.69	12.51	15.92
LL	34.01	31.59	42.22	30.68	43.80
LP	27.14	24.61	24.77	23.88	27.20
IP	6.87	6.98	17.45	6.80	16.60
PASA N° 40	90.19	85.41	86.36	86.17	89.79
PASA N° 200	82.87	79.94	82.06	79.38	83.30
SUCS	ML-CL	ML-CL	CL	ML-CL	CL

C - 6	C - 7	C - 8
0.90 - 3.00	0.60 - 1.50	0.45 - 3.00
M - 1	M - 1	M - 1
15.73	13.21	13.35
41.24	33.13	32.50
25.04	26.38	25.56
16.20	6.75	6.94
83.96	91.35	87.42
78.25	83.04	82.81
CL	ML-CL	ML-CL

5.3 PERFILES ESTRATIGRAFICOS.

Según la prospección efectuada en el área del proyecto de 3.00 m de profundidad y el análisis de la muestra recuperada, el suelo de fundación está constituido por una capa de suelos, a una profundidad mínima de 0.50 - 3.00, se han encontrado estratos conformados por Arcillas inorgánicas de consistencia semi dura de mediana a baja plasticidad y arcillas inorgánicas de consistencia semi dura de mediana a baja plasticidad de color beige claro, perteneciente en la Clasificación SUCS a un suelo (ML-CL) y (CL). Ver registro de perforaciones.

5.4 NIVEL FREATICO.

Durante la excavación no se encontró el nivel freático.


Luis A. Cotrina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Dávila Rulz
ARQUITECTO
CAP. 8003


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142600


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozada
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: 688886 - JAEN

VI DISEÑO DE LA LOSA DE CONCRETO

Considerando que en la losa de Concreto se va a colocar sobre el terreno natural, Se han efectuado los ensayos de CBR, con el objeto de definir su C.B.R. (Razón Soporte California) de diseño.

002043

DETERMINACION DEL C.B.R. DE DISEÑO AL 95%

CALICATA	LUGAR	PROF. (m)	C.B.R. (95%)
C - 02	LOSA DEPORTIVA	0.50 - 1.50	7.55
C - 07	LOSA DEPORTIVA	0.60 - 1.50	7.10

CBR DE DISEÑO PROMEDIO AL 95% = 7.33%

6.1 DISEÑO DE LA LOSA DE CONCRETO

El cálculo de la estructura de la Losa Deportiva se ha realizado por el método AASHTO, el cual consiste en determinar el Número Estructural SN requerido por la losa de concreto a fin de soportar en forma satisfactoria durante el período de diseño.

VII ANALISIS DE CIMENTACION

Según la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones – Cap. IV Cimentaciones Superficiales, la profundidad de cimentación mínima será de 1.20 m.

Asimismo, la presión admisible del terreno aumenta a mayor profundidad de desplante, también, los costos de construcción, por lo tanto es necesario adoptar una profundidad de desplante que satisfaga los requerimientos de economía y resistencia aceptables. En este caso teniendo en cuenta el factor resistencia por lo que se recomienda una profundidad de desplante de 1.50 m.

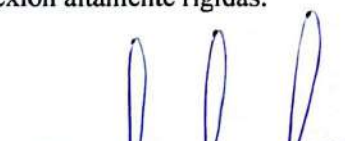
7.1 Tipo de Cimentación

De acuerdo a las condiciones del suelo y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas, es recomendable utilizar cimentación superficial, tal como cimentación cuadrada, unidas con vigas de conexión altamente rígidas.


Luis A. Medina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Davila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozano
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: 9688896 - JAEN

002042

7.2 Análisis de la Capacidad Portante

La naturaleza de fallas en suelos por capacidad de carga son: falla general por corte, falla local de corte y falla de corte por punzonamiento.

Debido a la naturaleza del estrato donde ira apoyada la sub. Estructura Se ha utilizado para el cálculo de la resistencia admisible del terreno, las expresiones de Terzaghi para falla local tanto para cimentación continua y aislada.

- Zapata continúa: $q_d = \frac{2}{3}cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.5\gamma_2 B N_\gamma$
- Zapata cuadrada: $q_{ds} = 0.867cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.4\gamma_2 B N_\gamma$

Donde:

- c = cohesión
- D_f = profundidad de cimentación
- B = ancho de la cimentación
- γ_1 = Peso específico del suelo situado encima de la zapata
- γ_2 = Peso específico del suelo situado por debajo de la zapata
- N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga

$$N_c = \cot g\Phi(N_q - 1)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \Phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 2 \tan \Phi (N_q + 1)$$

Calculo de la capacidad admisible

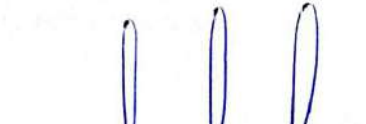
$$Q_{adm} = q_d / FS$$

Factor de seguridad (FS): FS = 3


Luis A. Cobina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Dávila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozada
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: *688896 - JAEN

CUADRO N° 4: CAPACIDAD PORTANTE

002041

INVESTIGACION	PROF.	Φ	C KG/CM2	Y KG/CM3	Qd KG/CM2
C-1	1.50	13.0	0.35	1.647	0.84
C-3	1.50	10.5	0.39	1.532	0.83
C-4	1.50	12.5	0.35	1.658	0.85
C-5	1.50	11.5	0.36	1.530	0.82
C-6	1.50	11.0	0.38	1.525	0.81
C-8	1.50	13.0	0.35	1.653	0.84

7.3 ASENTAMIENTO

Tiene mayor importancia el asentamiento diferencial que el total, aún cuando es más difícil estimar el diferencial. Lo anterior es debido a que la magnitud del diferencial depende del suelo y la estructura.

Usualmente se establecen relaciones entre la distorsión máxima y el asentamiento diferencial máximo, luego se tiene relaciones entre el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo de una zapata.

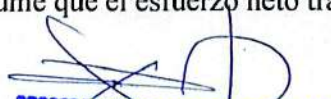
Para el análisis de cimentaciones tenemos los llamados asentamientos totales y asentamientos diferenciales, de los cuales los asentamientos diferenciales son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura si sobrepasa una pulgada (1"), que es el asentamiento máximo permisible para estructuras del tipo convencional.

7.3.1 ASENTAMIENTO INICIAL

El asentamiento de la cimentación se calculará en base a la teoría de la elasticidad, considerando dos tipos de cimentación superficial recomendado.

Se asume que el esfuerzo neto transmitido es uniforme en ambos casos.


Luis A. Cotrina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Davila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozada
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: 9688896 - JAEN

El asentamiento elástico inicial será:

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

002040

Dónde:

S = asentamiento (cm)

Δq_s = esfuerzo neto transmisible (Kg/cm²)

B = ancho de cimentación (cm)

E_s = módulo de elasticidad

U = relación de poisson

I_f = factor de influencia que depende de la forma

De rigidez de la cimentación

Las propiedades elásticas de la cimentación fueron asumidas a partir de tablas publicadas con valores para el tipo de suelo existente donde irá desplantada la cimentación.

CUADRO N° 5: ASENTAMIENTO INICIAL

CALICATA	PROF. (m)	Δq_s kg/cm ²	B (m)	E_s kg/cm ²	I_f	U	S (cm)
C-3	1.50	0.83	1.00	45.00	82	0.30	1.62


Luis A. Catina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Dávila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozada
CIP: 76292


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1852 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: 688896 - JAEN

002039

METODOS DE CALCULO DE ASENTAMIENTOS

TIPO DE ASENTAMIENTO	METODO	PARÁMETRO BASE	APLICACIÓN
INMEDIATO	ELÁSTICO	PROPIEDADES ELASTICAS DEL SUELO	ARENAS, GRAVAS, SUELOS NO SATURADOS, ARCILLAS DURAS Y ROCAS
INMEDIATO	MEYERHOF	N (SPT)	ARENAS, GRAVAS Y SIMILARES
INMEDIATO	PRUEBA DE CARGA	PRUEBA DE CARGA	ARENAS, GRAVAS, SUELOS NO SATURADOS, ARCILLAS DURAS Y ROCAS
CONSOLIDACIÓN PRIMARIA	TEORIA DE LA CONSOLIDACIÓN	ENSAYO CONSOLIDACIÓN	ARCILLAS BLANDAS A MEDIAS SATURADAS
CONSOLIDACIÓN PRIMARIA Y SECUNDARIA	IDEM.	IDEM.	ARCILLAS BLANDAS A MUY BLANDAS, TURBAS Y SUELOS ORGANICOS Y SIMILARES

ASENTAMIENTO TOTAL $S_T = S_i + S_{cp} + S_{cs}$

S_i = ASENTAMIENTO INMEDIATO

S_{cp} = ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

S_{cs} = ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

EN ARENAS, GRAVAS, ARCILLAS DURAS Y SUELOS NO SATURADOS EN GENERAL $S_T \approx S_i$

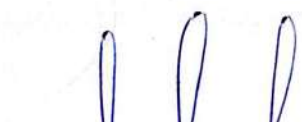
EN ARCILLAS SATURADAS : $S_T \approx S_{cp}$

EN SUELOS DE GRAN DEFORMABILIDAD COMO TURBAS Y OTROS: $S_T \approx S_{cp} + S_{cs}$


Luis A. Cotrina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Davila Ruiz
ARQUITECTO
CAP. 8008


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozada
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: 688896 - JAEN

002038

METODO ELÁSTICO PARA EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

$$\text{FORMULA : } S_i = \frac{qB(1-\mu^2)}{E_s} I_f$$

SIMBOLOGIA : S_i = ASENTAMIENTO PROBABLE (cm)
 μ = RELACION DE POISSON (-)
 E_s = MODULO DE ELASTICIDAD (ton/m²)
 I_f = FACTOR DE FORMA (cm/m)
 q = PRESION DE TRABAJO (ton/m²)
 B = ANCHO DE LA CIMENTACIÓN (m)

CUADROS AUXILIARES

TIPO DE SUELO	E_s (ton/m ²)	TIPO DE SUELO	μ (-)
ARCILLA MUY BLANDA	30 - 300	ARCILLA: SATURADA	0.4 - 0.5
BLANDA	200 - 400	NO SATURADA	0.1 - 0.3
MEDIA	450 - 900	ARENOSA	0.2 - 0.3
DURA	700 - 2000	LIMO	0.3 - 0.35
ARCILLA ARENOSA	3000 - 4250	ARENA: DENSA	0.2 - 0.4
SUELOS GRACIARES	1000 - 16000	DE GRANO GRUESO	0.15
LOESS	1500 - 6000	DE GRANO FINO	0.25
ARENA LIMOSA	500 - 2000	ROCA	0.1 - 0.4
ARENA: SUELTA	1000 - 2500	LOESS	0.1 - 0.3
DENSA	5000 - 10000	HIELO	0.38
GRAVA ARENOSA: DENSA	8000 - 20000	CONCRETO	0.15
SUELTA	5000 - 14 000		
ARCILLA ESQUISTOSA	14000 - 140000		
LIMOS	200 - 2000		

FORMA DE LA ZAPATA	VALORES DE I_f (cm/m)			
	CIM. FLEXIBLE			RIGIDA
UBICACIÓN	CENTRO	ESQ.	MEDIO	—
RECTANGULAR $L/B = 2$	153	77	130	120
$L/B = 5$	210	105	183	170
$L/B = 10$	254	127	225	210
CUADRADA	112	55	95	82
CIRCULAR	100	64	85	88

FORMULAS : PARA ESTIMAR E_s :

ARENAS: $E_s = 50 (N + 15) \text{ ton/m}^2$

ARENA ARCILLOSA $E_s = 30 (N + 5) \text{ ton/m}^2$

ARCILLAS SENSIBLES NORMALMENTE CONSOLIDADAS $E_s = (125 - 250) \text{ qu}$

ARCILLAS POCO SENSIBLES $E_s = 500 \text{ qu}$

N : SPT

q : COMPRESION SIMPLE (ton/m²)

Oscar David Dávila Ruiz
ARQUITECTO
CAP. 8003

Luis A. Cetrina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073

Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660

TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

Ing. Ernesto Flores Lozada
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: *688896 - JAEN

7.4 COEFICIENTE DE BALASTO:

002037

En todo problema geotécnico, el conocimiento o la estimación de las deformaciones en relación a las cargas asociadas que transfiere una fundación al terreno natural, es uno de los problemas más importantes de los proyectos de ingeniería.

Para resolver esta situación, se utiliza muy frecuentemente, el "Coeficiente de Balasto" o "Módulo de Reacción del Suelo" también conocido como "Coeficiente de Sulzberger", estudiado muy en profundidad por Terzaghi.

Este parámetro asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la Deformación o la penetración de la misma en el suelo, mediante la relación entre la tensión aplicada por la placa "q" y la penetración o asentamiento de la misma "y". Generalmente se la identifica con la letra "k".

Mediante la determinación de los parámetros característicos del terreno (módulo de deformación, tensión admisible, etc.) que se relacionan con el módulo de balasto por fórmulas de diversos autores.

Fórmula de Vesic: en función del módulo de deformación o elasticidad, (Es) y del coeficiente de Poisson (vs) el terreno, que en su forma reducida tiene la siguiente expresión:

$$K_s = E_s / [B (1-v_s^2)]$$

Donde:

Ks: Coeficiente de balasto por el método de Vesic.

B: Es el ancho de la cimentación.

Es: Modulo de elasticidad.

Vs: Coeficiente de poisson.

7.5. AGRESIVIDAD QUIMICA DEL SUELO A LA CIMENTACION.

El suelo bajo el cual se cimienta toda estructura tiene un efecto agresivo a la cimentación. Este efecto está en función de la presencia de elementos químicos que actúan sobre el concreto y el acero de refuerzo, causándole efectos nocivos y hasta destructivos sobre las estructuras.


Oscar David Davila Rulz
ARQUITECTO
CAP. 8003


Luis A. Cotrina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozano
CIP. 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: *688896 - JAEN

Los principales elementos químicos a evaluar son los Sulfatos y Cloruros por su acción química sobre el concreto y acero del cimiento respectivamente y las Sales Solubles Totales por su acción mecánica sobre el cimiento, al ocasionarle asentamientos bruscos por lixiviación (lavado de sales del suelo con el agua).

Los resultados del análisis químico del suelo efectuado a las muestras representativas de los sondeos y calicatas, a la profundidad de cimentación, se tiene:

RESULTADOS DE LABORATORIO

NTP-339.152

NTP-339.170

NTP-339.178

CUADRO N° 7: ANALISIS QUIMICO

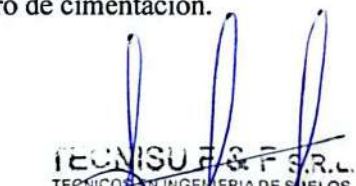
SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	P.P.M			
		PH	SALES TOTALES	CLORURO	SULFATOS
C - 1	0.70 - 3.00	6.8	259.17	134.71	125.16
C - 2	0.50 - 1.50	6.7	238.12	129.40	119.11
C - 3	0.65 - 3.00	7.2	289.16	174.11	135.10
C - 4	0.85 - 3.00	6.5	231.15	126.17	120.99
C - 5	0.80 - 3.00	7.4	310.04	185.22	140.02
C - 6	0.90 - 3.00	7.2	296.11	138.21	136.19
C - 7	0.60 - 1.50	6.7	260.13	132.06	117.21
C - 8	0.45 - 3.00	6.9	255.13	123.98	115.32

Como se podrá interpretar las cantidades de sales, encontrados en los suelos analizados, presentan leves concentraciones de agentes químicos que podrían causar efectos destructivos para el concreto y el acero de cimentación.


Luis A. Cotrina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Dávila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozade
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: 888888 - JAEN

TABLA

002035

ELEMENTOS QUIMICOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACION

Presencia en el suelo de :	p.p.m	Grado de Alteracion	Obeservaciones
* SULFATOS	0 - 1000 1000 - 2000 2000 - 20,000 >20,000	Leve Moderado Severo Muy severo	Ocasiona un ataque quimico al Concreto de la Cimentacion
** CLORUROS	> 6000	PERJUDICIAL	Ocasiona problemas de corrosion de armaduras o elementos metálicos
** SALES SOLUBLES TOTALES	> 15000	PERJUDICIAL	Ocasiona problemas de perdida de resistencia mecánica por problema de lixiviación

* Comité 318-83 ACI

** Experiencia Existente

VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

De acuerdo a la información de campo y laboratorio realizados, se pueden obtener las siguientes conclusiones y recomendaciones.

- El área de estudio se encuentra ubicado en la LOCALIDAD SAN AGUSTIN - DISTRITO BELLAVISTA, PROVINCIA JAEN, REGION CAJAMARCA.
- Los suelos donde estará desplantada la cimentación están clasificados según el sistema de clasificación SUCS (SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS). Como un suelo **ML-CL** Arcillas limosas de consistencias semi dura de mediana a baja plasticidad y **ML-CL** Arcillas inorgánicas de consistencia semi dura de mediana a baja plasticidad, de color beige claro. *Ver perfiles.*
- Después de realizadas las explanaciones respectivas se fijará la profundidad de desplante a 1.50 m. Con respecto al nivel del terreno natural.


Luis A. Cotana Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Davila Ruiz
ARQUITECTO
CAP. 8003


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozano
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

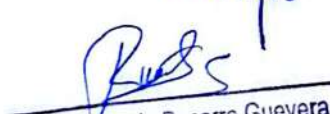
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

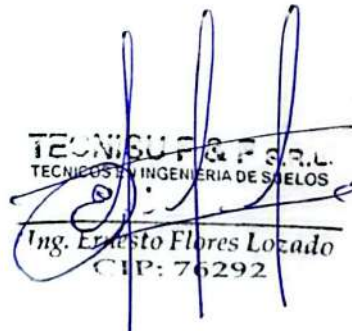
PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: *688896 - JAEN

- d. La cimentación de la edificación en las Aulas será dimensionada de tal forma que aplique al terreno una carga no mayor de 0.83 Kg/cm^2 (promedio).
- e. En el terreno de fundación antes de cimentar se recomienda colocar una capa de 0.20 cm. De espesor de concreto ciclópeo 1:10 + 30% de piedra, para mejorar el terreno de fundación, por encontrarse con materiales conformados por limos inorgánicas de elevada plasticidad.
- f. Si se proyecta en el subsuelo cisternas y obras conexas, estas deberían construirse cuidadosamente impermeabilizando sus paredes.
- g. Los CBR de la subrasante de las Losas Deportivas tiene un valor promedio de 7.33 Al 95% del Proctor Modificado AASHTO T – 180 D, con el cual se ha diseñado la, estructura del pavimento por el método AASHTO.
- h. En la losa deportiva el espesor de la estructura será
- 0.20 Ober
 - 0.20 Afirmado
 - 0.15 Concreto
- i. La profundidad alcanzada en los sondeos es de 3.00 m. de profundidad.
- j. Debido a las cargas a utilizar y el tipo de suelo encontrado en la zonas del proyecto, se recomienda utilizar cimentación aislada unida con vigas de cimentación.
- k. El asentamiento que se producirá al momento de la colocación de las cargas será de 1.62 cm.
- El cual es menores de 1" (2.54cm). El cual es el asentamiento máximo permisible.
- l. La baja concentración de agentes químicos no causaran ningún efecto destructivo en los componentes de la cimentación, por la tanto se recomienda utilizar cemento Portland Tipo I.


Luis A. Cotrina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Dávila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozano
CIP: 76292



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 978125517 - RPM: 688896 - JAEN

- m. El área en estudio se encuentra ubicada dentro de la zona de sismicidad N° 2 002033 (zona de alta sismicidad), por lo que se deberá tener presente la posibilidad de que ocurran sismos de considerable magnitud, con intensidad tan alta como VII a XI en la escala de mercalli modificado.
- n. De acuerdo con la nueva Norma Técnica de Edificación E-30 Diseño Sismo-resistente y el predominio del suelo bajo la cimentación, se recomienda adoptar en los análisis sismo-resistentes, los siguientes parámetros:

FACTOR	VALOR	OBSERVACIONES
Factor de Zona (Z)	0.25	ZONA 2
Factor de Uso (U)	1.50	CAT. EDIF. A
Factor de Suelo (S)	1.40	SUELO S ₃
Periodo de Vibración del Suelo (Tp)	1.00	NORMA E. - 030

- o. Los resultados del presente estudio son válidos sólo para la zona investigada.


Luis A. Contreras Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Davila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Ilozade
CIP-76292


Ricardo Lenin Becerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660



TECNISU F&F S.R.L.

TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS

PAVIMENTOS - CONCRETO - ASFALTO - ROTURAS DE TESTIGOS
CIMENTACIONES - CANTERAS - PROYECTOS DE CARRETERAS - LABORATORIO
CALLE SUCRE N° 1652 - PUEBLO NUEVO - CEL. 976125517 - RPM: 9688896 - JAEN

VIII BIBLIOGRAFIA

002032

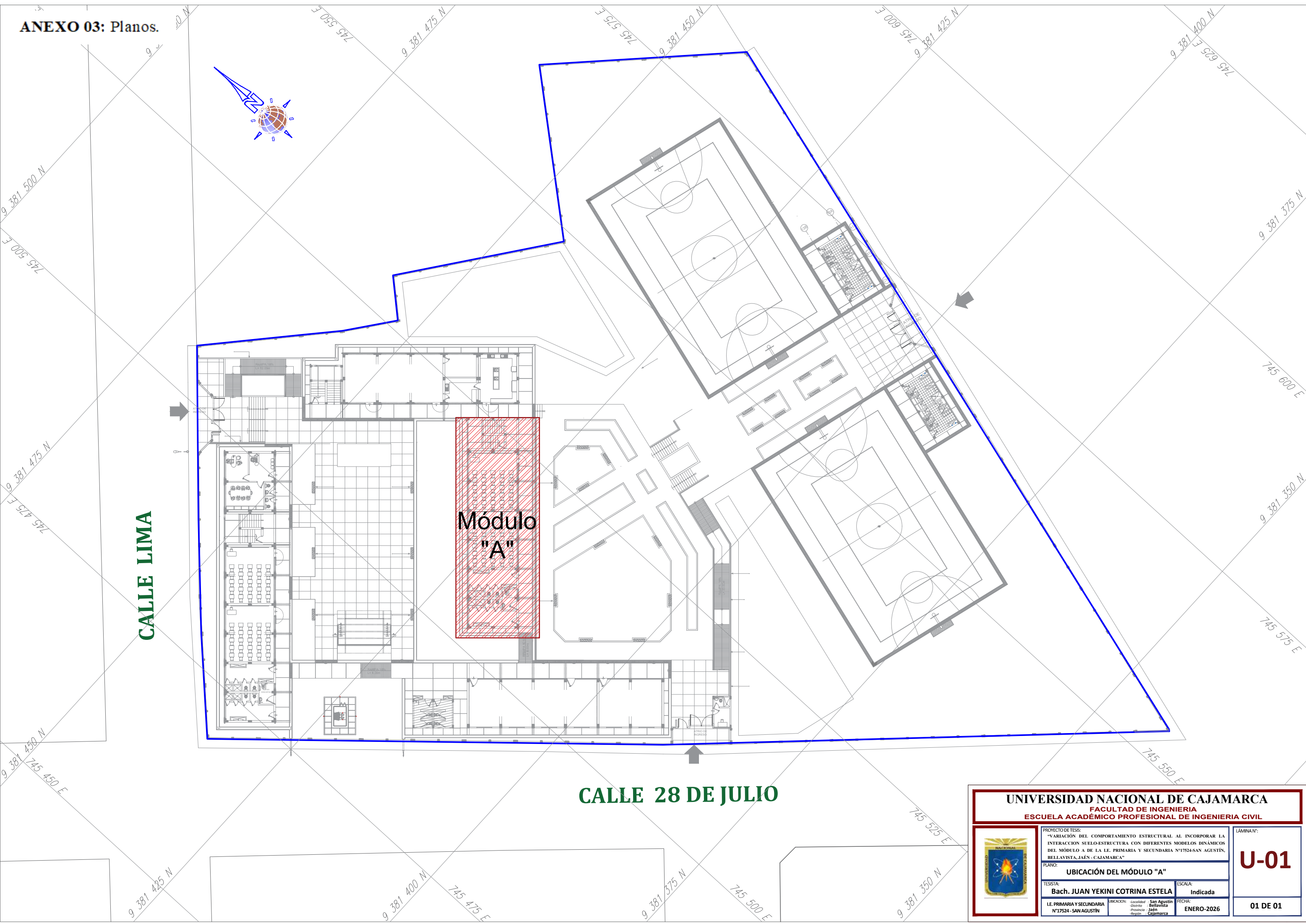
- Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Mecánica de Suelos y Cimentación, Crespo Villalaz.
- Propiedades Geofísicas de los suelos, Joseph Bowles.
- Norma Técnica de Edificación E-050, Suelos y Cimentaciones.
- Principios de Cimentación Braja M. Daz.
- Mecánica de Suelos y Cimentaciones Ing. William Rodríguez Serquen.


Luis A. Cotrina Pedraza
INGENIERO CIVIL
CIP: 81073


Oscar David Dávila Rutz
ARQUITECTO
CAP. 8003


TECNISU F&F S.R.L.
TECNICOS EN INGENIERIA DE SUELOS
Ing. Ernesto Flores Lozada
CIP: 76292


Ricardo Lenin Bucerra Guevara
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 142660

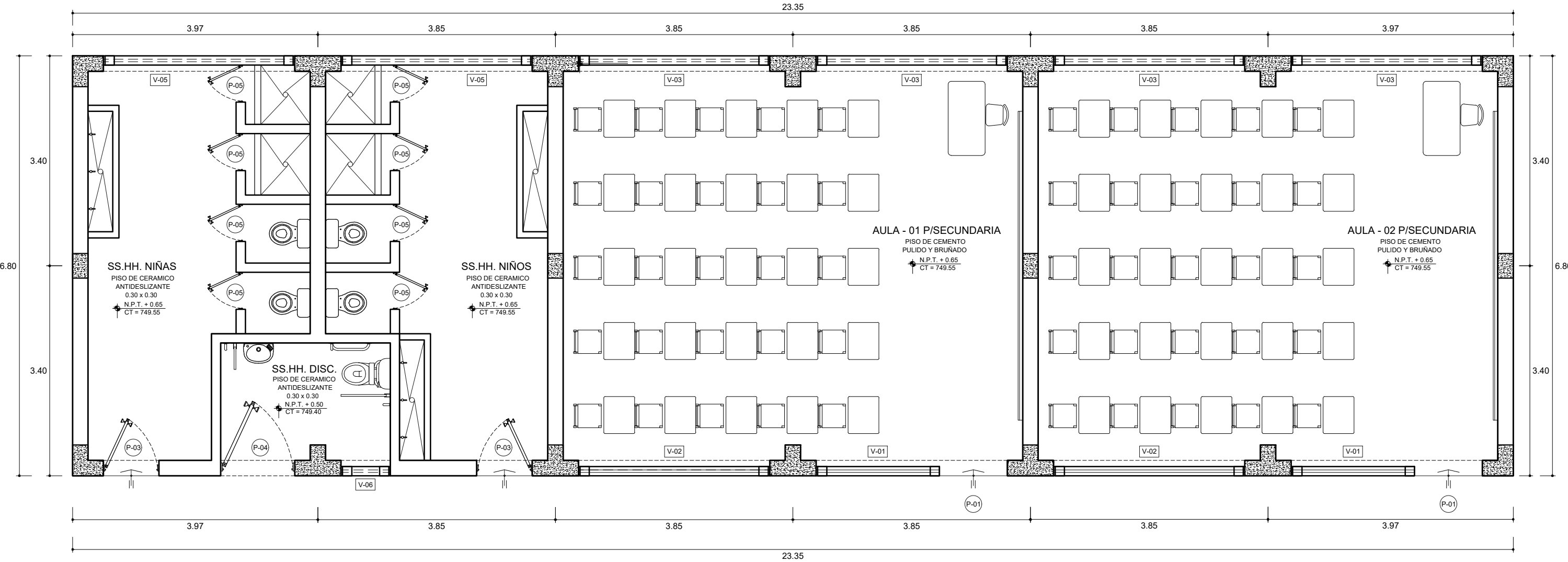




UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS: "VARIACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL AL INCORPORAR LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA CON DIFERENTES MODELOS DINÁMICOS DEL MÓDULO A DE LA I.E. PRIMARIA Y SECUNDARIA N°17524-SAN AGUSTÍN, BELLAVISTA, JAÉN - CAJAMARCA"		LÁMINA N°:
PLANOS: UBICACIÓN DEL MÓDULO "A"		U-01
TESISTA: Bach. JUAN YEKINI COTRINA ESTELA	ESCALA: Indicada	
I.E. PRIMARIA Y SECUNDARIA N°17524 - SAN AGUSTÍN	UBICACIÓN: -Localidad : San Agustín -Distrito : Bellavista -Provincia : Jaén -Región : Cajamarca	FECHA: ENERO-2026
		01 DE 01

BLOQUE N° 3: 5 AULAS COMUNES + SS.HH. P/SECUNDARIA



PLANTA: 02 AULAS + SS.HH. P/SECUNDARIA
ESC:1/50
PRIMER NIVEL

CUADRO DE VANOS BLOQUE III						
TIPO	CÓDIGO	CANTIDAD	DIMENSIONES (m)			OBSERVACIONES
			ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	
PUERTA	P-1	2	1.10	2.00	-	TABLERO DE MADERA DE CEDRO 1 HOJA
	P-2	1	0.90	3.05	-	TABLERO DE MADERA DE CEDRO 1 HOJA
	P-3	2	0.90	2.90	-	TABLERO DE MADERA DE CEDRO 1 HOJA
	P-4	1	1.30	3.05	-	TABLERO DE MADERA DE CEDRO 1 HOJA
	P-5	8	0.80	1.70	-	TABLERO DE MADERA DE CEDRO 1 HOJA
VENTANA	V-1	2	2.00	1.30	1.60	V. SEMIOCIBLE INC./VENTANADE FIERRO
	V-2	2	3.10	1.30	1.60	V. SEMIOCIBLE INC./VENTANADE FIERRO
	V-3	4	3.10	1.70	1.20	V. SEMIOCIBLE INC./VENTANADE FIERRO
	V-4	1	2.70	0.90	1.00	V. SEMIOCIBLE INC./VENTANADE FIERRO
	V-5	2	3.10	0.80	2.25	V. SEMIOCIBLE INC./VENTANADE FIERRO
	V-6	1	0.80	0.80	2.25	V. SEMIOCIBLE INC./VENTANADE FIERRO

CUADRO DE AREAS	
AMBIENTE	AREA NETA
AULA - 01 P/SECUNDARIA	48.00 m2
AULA - 02 P/SECUNDARIA	48.00 m2
SS.HH. NIÑAS	20.00 m2
SS.HH. NIÑOS	20.00 m2
SS.HH. DISCAPACITADOS	5.56 m2



GERENCIA SUBREGIONAL DE JAÉN

GOBIERNO REGIONAL DE CAJAMARCA
GERENCIA SUBREGIONAL DE JAÉN

PROYECTO:
"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO EN LA IE PRIMARIA Y SECUNDARIA N°17524 SAN AGUSTÍN - BELLAVISTA - JAÉN - CAJAMARCA"

PLANO:
ARQUITECTURA: PLANTA PRIMER NIVEL - BLOQUE III

CONSULTOR:
ING. RICARDO LENIN BECERRA GUEVARA
CIP. N° 142860

JEFE DE PROYECTO:
ING. LUIS A. COTRINA PEDRAZA
CIP. N° 81073

LOCALIDAD:
C.P. SAN AGUSTÍN

DISTRITO:
BELLAVISTA

PROVINCIA:
JAÉN

REGION:
CAJAMARCA

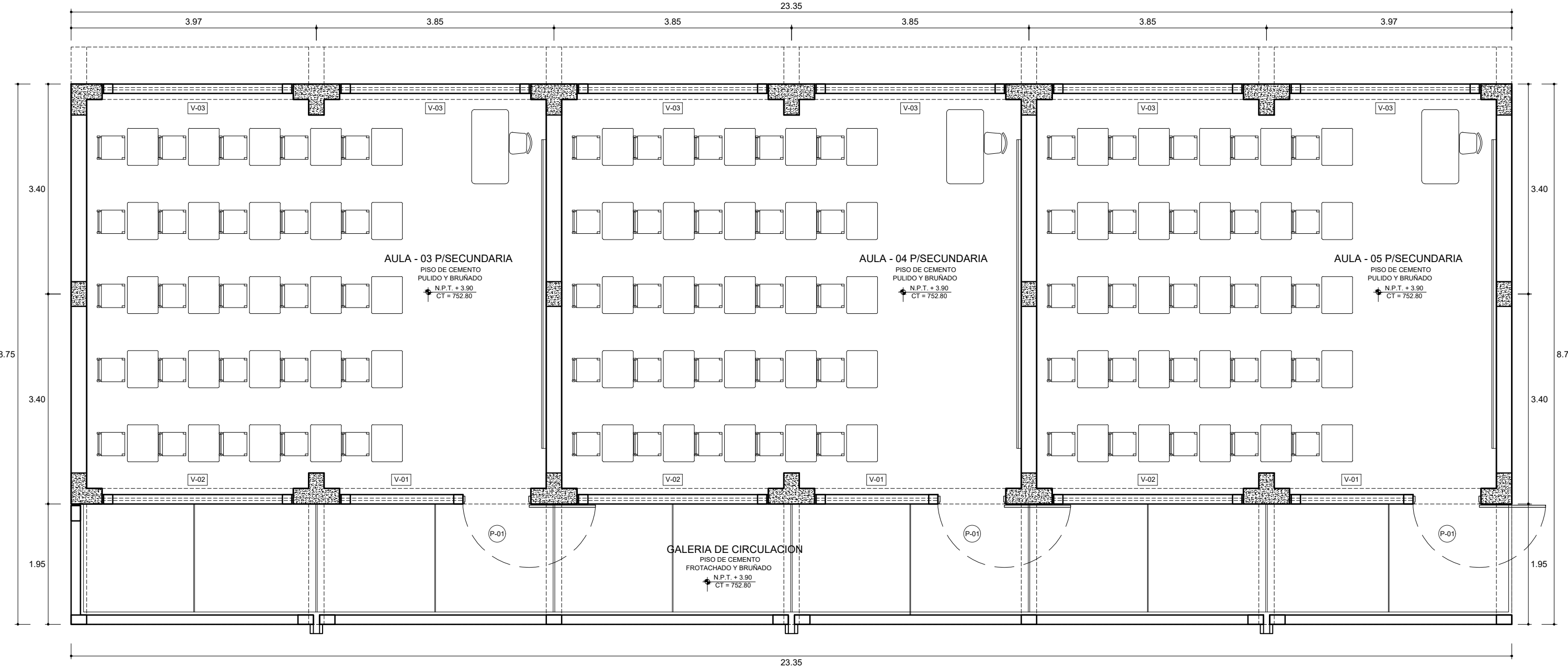
FECHA:
SEPTIEMBRE - 2016

ESCALA:
1/50

ESPECIALISTA:
ARQ. JALMAR I. VARGAS MACHUCA
CAP. N° 7273

LAMINA:
A-13

BLOQUE N° 3: 5 AULAS COMUNES + SS.HH. P/SECUNDARIA



PLANTA: 03 AULAS P/SECUNDARIA

ESC:1/50 SEGUNDO NIVEL

CUADRO DE VANOS BLOQUE III						
TIPO	CÓDIGO	CANTIDAD	DIMENSIONES (m)			OBSERVACIONES
			ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	
PUERTA	P-1	3	1.10	2.90	±	TABLERO DE MADERA DE CEDRO 1 HOJA
VENTANA	V-1	3	2.00	1.30	1.60	V. SEMIDOBLE INC. /VENTANADE FIERRO
	V-2	3	3.10	1.30	1.60	V. SEMIDOBLE INC. /VENTANADE FIERRO
	V-3	6	3.10	1.70	1.20	V. SEMIDOBLE INC. /VENTANADE FIERRO

CUADRO DE AREAS	
AMBIENTE	AREA NETA
AULA - 03 P/SECUNDARIA	48.00 m2
AULA - 04 P/SECUNDARIA	48.00 m2
AULA - 05 P/SECUNDARIA	48.00 m2



GERENCIA SUBREGIONAL DE JAÉN

GOBIERNO REGIONAL DE CAJAMARCA
GERENCIA SUBREGIONAL DE JAÉN

PROYECTO:
"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO EN LA IE PRIMARIA Y SECUNDARIA N°17524 SAN AGUSTÍN - BELLAVISTA - JAÉN - CAJAMARCA"

PLANO:
ARQUITECTURA: PLANTA SEGUNDO NIVEL - BLOQUE III

CONSULTOR:
ING. RICARDO LENIN BECERRA GUEVARA
CIP. N° 142860

JEFE DE PPROYECTO:
ING. LUIS A. COTRINA PEDRAZA
CIP. N° 81073

LOCALIDAD:
C. P. SAN AGUSTÍN

DISTRITO:
BELLAVISTA

PROVINCIA:
JAÉN

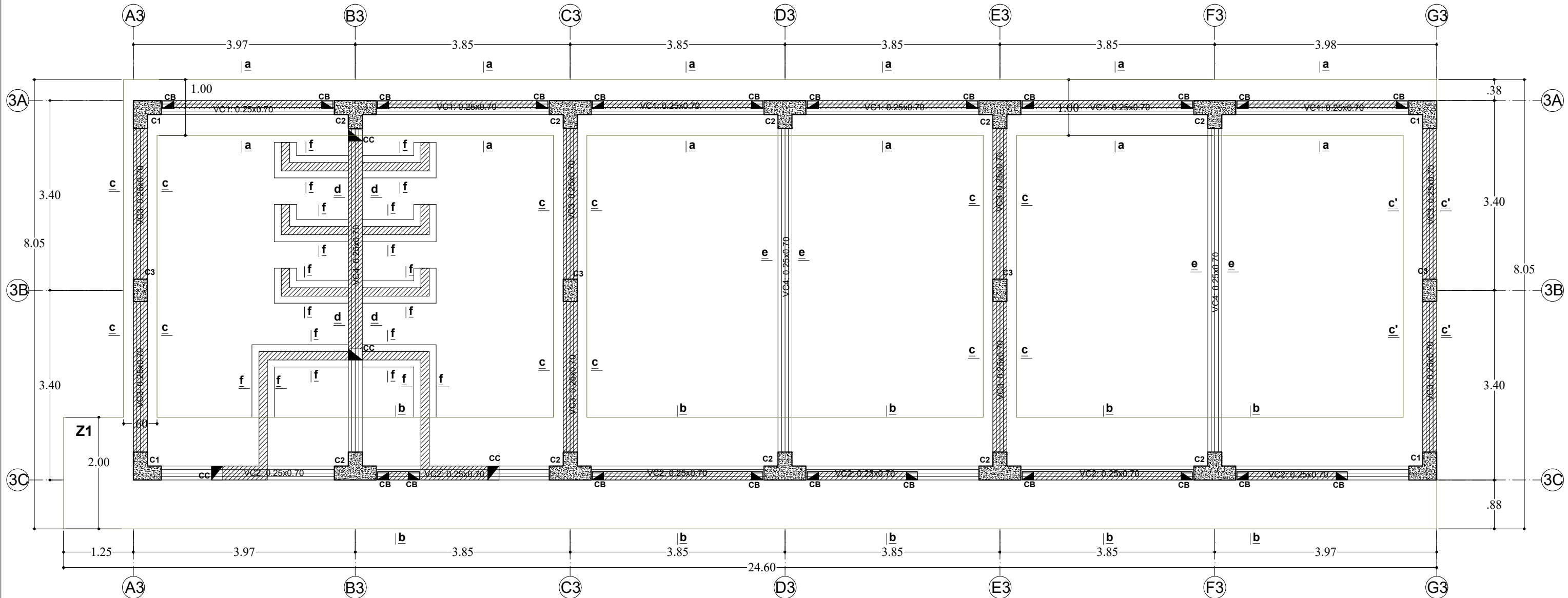
REGIÓN:
CAJAMARCA

FECHA:
SEPTIEMBRE - 2016

ESCALA:
1/50

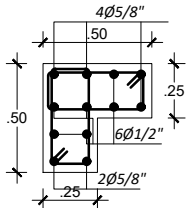
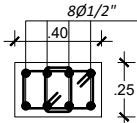
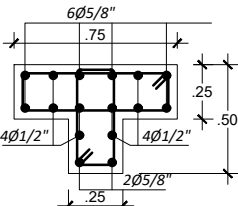
ESPECIALISTA:
ARQ. JALMAR I. VARGAS MACHUCA
CAP. N° 7273

LAMINA:
A-14



PLANTA CIMENTACION

-S/C = 300 kg/m2 Esc. 1/50

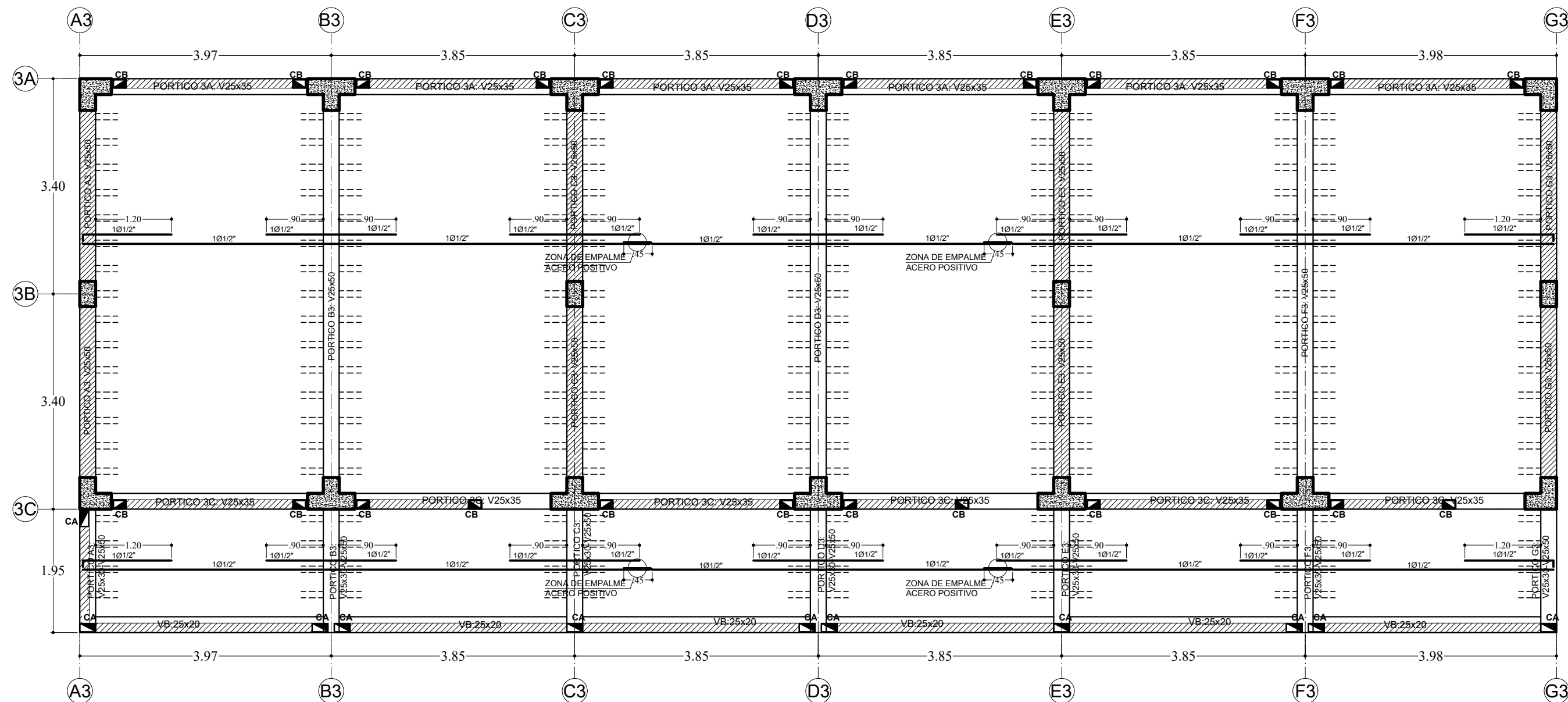
CUADRO DE COLUMNAS			
Esc. 1/25			
C - 1	1er y 2do NIVEL	C - 3	1er y 2do NIVEL
			
20 3/8":1@.05, 8@.10, Rto.@.25 A/S			
C - 2	1er y 2do NIVEL		
			
20 3/8":1@.05, 8@.10, Rto.@.25 A/S			

COLUMNAS DE AMARRE		
ESC. 1/ 20		
CA		
CB		
CC		

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION	
-TIPO DE CIMENTACION :	ZAPATAS CORRIDAS
-PARAMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACION :	Tp= 1.0 s γ = 1,647Kg/m3
-PROFUNDIDAD DE CIMENTACION :	ZAPATAS CORRIDAS: -1.10m
-PRESION ADMISIBLE :	σ = 0.84 kg/cm2
-FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE :	MAYOR A 3 (CORTE ESTATICO / DINAMICO)
-AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION :	NO DETECTADA (UTILIZAR CEMENTO TIPO I)
-NIVEL FREATICO:	NO DETECTADO
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	
• NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGANICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTE O RELLENO SANITARIO: ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERAN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACION Y SER REEMPLAZADOS POR MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.	
• SE CIMENTARÁ SOBRE TERRENO DE BUENA CALIDAD, EN CASO DE NO ENCONTRAR LA RESISTENCIA REQUERIDA , SE PROFUNDIZARÁ CON FALSAS ZAPATAS HASTA LLEGAR AL ESTRATO APROPIADO.	
• PARA EL CONCRETO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES ENTERRADOS, SE RECOMIENDA EL USO DE UN SELLADOR PARA IMPEDIR LA OXIDACION DE LA ARMADURA	

LEYENDA MUROS	
	MURO ALBAÑILERIA CONFINADA: PORTANTE: LADRILLO 18H
	MURO CONCRETO ARMADO
	MURO TABIQUERIA: LADRILLO PANDERETA 6H

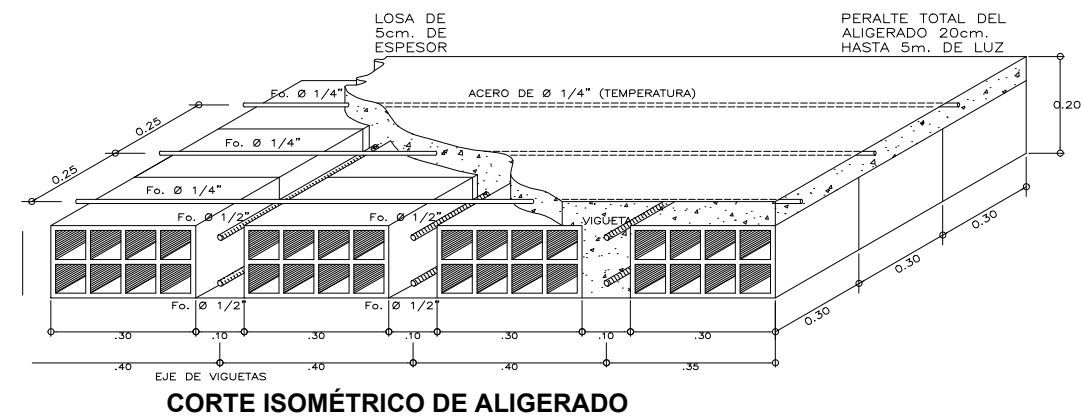
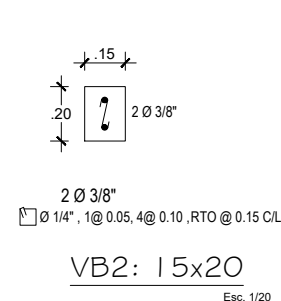
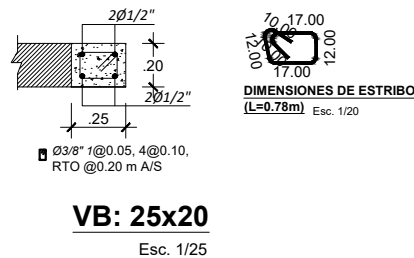
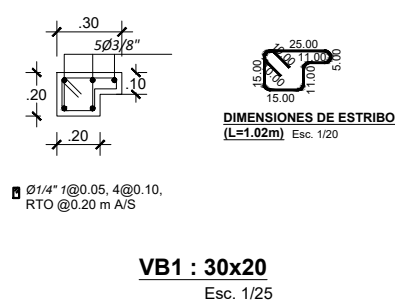
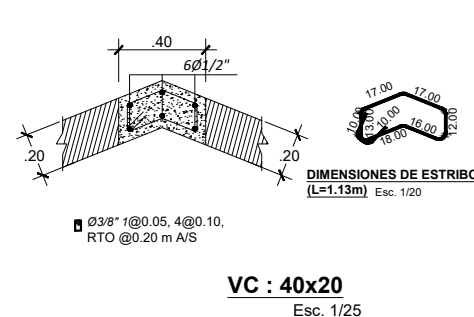
	GOBIERNO REGIONAL DE CAJAMARCA		
	GERENCIA SUBREGIONAL DE JAÉN		
	PROYECTO: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO EN LA IE PRIMARIA Y SECUNDARIA N°17524 SAN AGUSTÍN - BELLAVISTA - JAÉN - CAJAMARCA"		
	PLANO: BLOQUE III: CIMENTACIÓN Y COLUMNAS		
	CONSULTOR: ING. RICARDO LENIN BECERRA GUEVARA CIP. N° 142660		JEFE DE PPROYECTO: ING. LUIS A. COTRINA PEDRAZA CIP. N° 81073
	LOCALIDAD: C.P. SAN AGUSTÍN		DISTRITO: BELLAVISTA
	PROVINCIA: JAÉN		REGION: CAJAMARCA
	FECHA: SEPTIEMBRE - 2016		ESPECIALISTA: ING. JOSE LUIS REQUEJO DIAZ CIP. N° 83504
GERENCIA SUBREGIONAL DE JAÉN			E-10



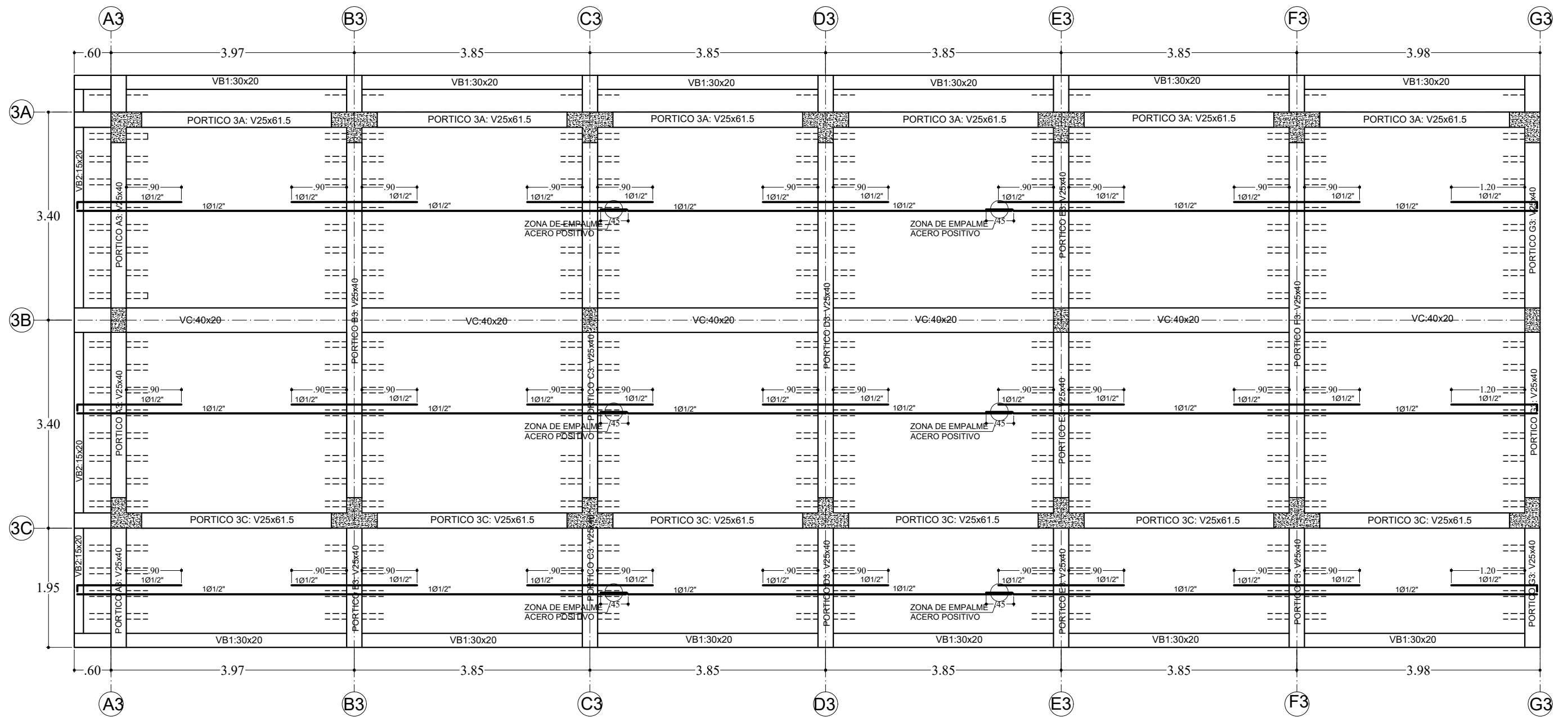
PLANTA ALIGERADO 1ER NIVEL

- S/C AULAS = 300 kg/m² Esc. 1/50
- CORREDOR Y ESCALERA = 400 kg/m²

CUADRO DE VIGAS DE BORDE Y CUMBRERA



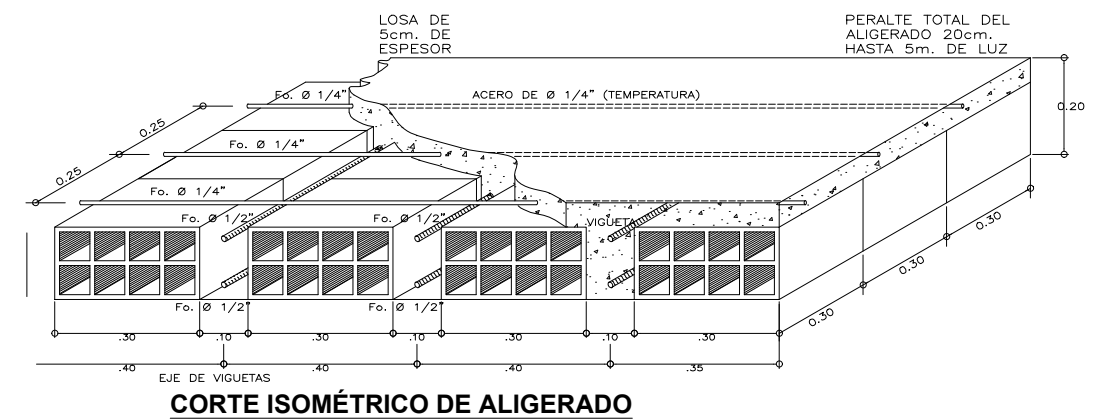
		GOBIERNO REGIONAL DE CAJAMARCA GERENCIA SUBREGIONAL DE JAÉN	
		PROYECTO: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO EN LA IE PRIMARIA Y SECUNDARIA N°17524 SAN AGUSTÍN - BELLAVISTA - JAÉN - CAJAMARCA"	
PLANO: BLOQUE III: LOSA ALIGERADA 1ER NIVEL Y VIGAS		CONSULTOR: ING. RICARDO LENIN BECERRA GUEVARA CIP. N° 142660	
LOCALIDAD: C.P. SAN AGUSTÍN		DISTRITO: BELLAVISTA	
PROVINCIA: JAÉN		REGION: CAJAMARCA	
FECHA: SEPTIEMBRE - 2016		ESPECIALISTA: ING. JOSÉ LUIS REQUEJO DÍAZ CIP. N° 83504	
GERENCIA SUBREGIONAL DE JAÉN		LÁMINA: E-11-1	



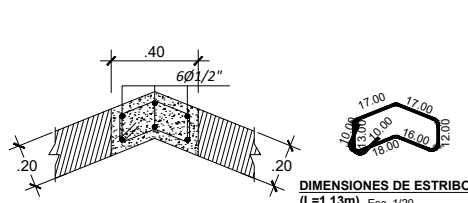
PLANTA ALIGERADO 2do NIVEL

-S/C TECHO = 100 kg/m²

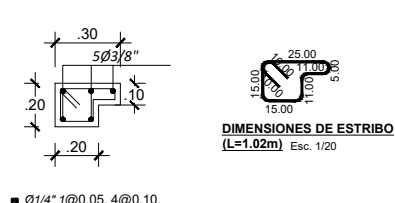
Esc. 1/50



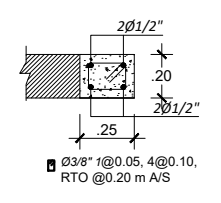
CUADRO DE VIGAS DE BORDE Y CUMBRERA



VC : 40x20
Esc. 1/25



VB1 : 30x20
Esc. 1/25



VB: 25x20
Esc. 1/25



VB2: 15x20
Esc. 1/20

		GOBIERNO REGIONAL DE CAJAMARCA GERENCIA SUBREGIONAL DE JAÉN	
		PROYECTO: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO EN LA IE PRIMARIA Y SECUNDARIA N°17524 SAN AGUSTÍN - BELLAVISTA - JAÉN - CAJAMARCA"	
PLANO: BLOQUE III: LOSA ALIGERADA 2DO NIVEL Y VIGAS		JEFE DE PROYECTO: ING. LUIS A. COTRINA PEDRAZA CIP. N° 81073	
CONSULTOR: ING. RICARDO LENIN BECERRA GUEVARA CIP. N° 142660		DISTRICTO: BELLAVISTA	
LOCALIDAD: C.P. SAN AGUSTÍN		REGION: CAJAMARCA	
PROVINCIA: JAÉN		ESPECIALISTA: ING. JOSÉ LUIS REQUEJO DÍAZ CIP. N° 83504	
FECHA: SEPTIEMBRE - 2016		ESCALA: 1/50	
GERENCIA SUBREGIONAL DE JAÉN		E-11-2	