

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS



INTERACCIÓN SISMICA SUELO - ESTRUCTURA EN
EDIFICACIONES DE SISTEMA DUAL EN LA CIUDAD DE
MOQUEGUA

TESIS

Presentada por:

Ing. RUTH MERCEDES JINES CABEZAS

Para Obtener el Grado Académico de:

MAGISTER EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS

TACNA - PERÚ

2017

**“INTERACCIÓN SISMICA SUELO - ESTRUCTURA
EN EDIFICACIONES DE SISTEMA DUAL EN LA
CIUDAD DE MOQUEGUA”**

AGRADECIMIENTOS

1. A la Universidad Privada de Tacna por brindarnos la oportunidad de seguir superándonos.
2. A los Profesionales de la UPT, que compartieron sus experiencias profesionales y conocimientos académicos durante el estudio de maestría.
3. A mis padres y esposo por brindarme su apoyo en cada momento para seguir superándome

DEDICATORIA:

A Dios por haberme regalado la vida y
estar siempre conmigo a cada
instante guiándome.

A mi Familia por el apoyo constante
en cada momento para seguir
superándome.

INDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT	xvii
INTRODUCCION	1
CAPITULO I	2
1. EL PROBLEMA	2
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.2.1. Interrogante Principal.....	3
1.2.2. Interrogantes secundarias	3
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	4
1.4.1. Objetivo General.....	4
1.4.2. Objetivos Específicos	4
1.5. CONCEPTOS BÁSICOS	5
1.6. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	7
CAPITULO II.....	9
2. FUNDAMENTOS TEORICO CIENTÍFICO.....	9
2.1. Bases Teórico Científicas	9
2.1.1. Sistema dual	9
2.1.2. Cimentación	9
2.1.2.1. Definición	9
2.1.2.2. Tipos de cimentación superficial.....	10
2.1.3. Interacción Suelo – Estructura	12
2.1.3.1. Definición.....	12

2.1.3.2.	Modelos de Interacción Suelo-Estructura.....	13
2.1.3.2.1.	Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov	13
2.1.3.2.2.	Modelo dinámico Winkler – Coeficiente de Balasto.....	17
2.1.3.2.3.	Modelo dinámico V.A. Ilichev.	26
2.1.3.2.4.	Modelo dinámico A.E. Sargsian.....	30
2.1.3.2.5.	Modelo dinámico norma rusa Snip 2.02.05-87.....	32
CAPITULO III		36
3.	MARCO METODOLÓGICO.....	36
3.1.	HIPÓTESIS	36
3.1.1.	Hipótesis general.....	36
3.1.2.	Hipótesis específicas	36
3.2.	VARIABLES	36
3.2.1.	Variable Dependiente	36
3.2.1.1.	Denominación de la Variable.....	36
3.2.1.2.	Indicadores	36
3.2.1.3.	Escala de medición	37
3.2.2.	Variable Independiente.....	37
3.2.2.1.	Denominación de la Variable.....	37
3.2.2.2.	Indicadores	37
3.2.2.3.	Escala de medición	37
3.2.3.	Variables Intervinientes	37
3.3.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	37
3.4.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	37
3.5.	ÁMBITO DE ESTUDIO.....	37
3.6.	TIEMPO SOCIAL DE LA INVESTIGACIÓN	38
3.7.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	38
3.7.1.	Unidades de Estudio.....	38
3.7.2.	Población	38
3.7.3.	Muestra	38
3.8.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS.....	38
3.8.1.	Técnicas.....	38

3.8.2.	Instrumentos	38
4.	LOS RESULTADOS	39
4.1.	DESCRIPCION DEL TRABAJO DE CAMPO	39
4.1.1.	Introducción.....	39
4.1.1.1.	Características del edificio.....	40
4.1.1.2.	Características del suelo de fundación.....	41
4.1.2.	Criterios de estructuración sismoresistente	41
4.1.3.	Definición del sistema Analizado	42
4.1.3.1.	Cargas y materiales:.....	43
4.2.	DISEÑO DE LA PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS	45
4.2.1.	Calculo de los diferentes modelos de interacción suelo estructura ...	45
4.2.2.	Análisis Estático.....	49
4.2.2.1.	Modelación sin considerar la interacción suelo estructura.	49
4.2.2.2.	Modelación considerarando la interacción suelo estructura.	49
4.2.3.	Análisis Dinámico	50
4.2.4.	Modelación sin considerar la iteración suelo estructura.	51
4.2.5.	Análisis Tiempo Historia.....	52
4.3.	PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS	54
4.3.1.	Análisis Estático.....	54
4.3.2.	Análisis Dinámico	66
4.3.3.	Presentación de los Resultados Obtenidos Análisis Tiempo Historia	78
4.3.3.1.	Periodos de Vibración.....	78
4.3.3.2.	Derivas y Desplazamientos	79
4.3.3.3.	Fuerzas Internas.....	82
4.4.	PRUEBA ESTADISTICA.....	89
4.4.1.	Prueba Chi-Cuadrado (X ²)......	89
4.5.	COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS (DISCUSIÓN)	90
4.5.1.	Contrastación de la Hipótesis Para la Columna C11.	90
4.5.2.	Contrastación de la Hipótesis Para la Columna C18.	91
4.5.3.	Contrastación de la Hipótesis Para la Columna C16.	92
4.5.4.	Contrastación de la Hipótesis Para la Columna P6 en la Dirección X.	93

4.5.5. Contratación de la Hipótesis Para la Columna P6 en la Dirección X.	
94	
CAPITULO V.....	96
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	96
5.1. CONCLUSIONES.....	96
5.2. SUGERENCIAS O PROPUESTAS.....	98
BIBLIOGRAFÍA.....	99

INDICE DE TABLAS

TABLA 1. VALORES DEL COEFICIENTE C_0 CUANDO $\rho = 0,2 \text{ KG / CM.}$	16
TABLA 2. VALORES DE K30 PROPUESTOS POR TERZAGHI.	23
TABLA 3. VALORES DE K30 PROPUESTOS POR DIFERENTES AUTORES.	24
TABLA 4. VALORES DE K30 PROPUESTOS POR DIFERENTES AUTORES.	25
TABLA 5. VALORES DE LOS COEFICIENTES VERTICALES, ROTACIONES Y HORIZONTALES.	29
TABLA 6. VALORES DE LOS COEFICIENTES VERTICALES, ROTACIONES Y HORIZONTALES.....	29
TABLA 7: <i>CARACTERÍSTICAS DE LAS MASAS DE LA ZAPATA 1</i>	45
TABLA 8: <i>COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA LOS MODELOS DINÁMICOS DE LA ZAPATA 1</i>	45
TABLA 9: <i>CARACTERÍSTICAS DE LAS MASAS DE LA ZAPATA 2</i>	45
TABLA 10: <i>COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA LOS MODELOS DINÁMICOS DE LA ZAPATA 2</i>	46
TABLA 11: <i>CARACTERÍSTICAS DE LAS MASAS DE LA ZAPATA 3</i>	46
TABLA 12: <i>COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA LOS MODELOS DINÁMICOS PARA LA ZAPATA 3</i>	46
TABLA 13: <i>CARACTERÍSTICAS DE LAS MASAS DE LA ZAPATA 4</i>	46
TABLA 14: <i>COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA LOS MODELOS DINÁMICOS PARA LA ZAPATA 4</i>	46
TABLA 15: <i>CARACTERÍSTICAS DE LAS MASAS DE LA ZAPATA 5</i>	47
TABLA 16: <i>COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA LOS MODELOS DINÁMICOS PARA LA ZAPATA 5</i>	47
TABLA 17: <i>CARACTERÍSTICAS DE LAS MASAS DE LA ZAPATA 6</i>	47
TABLA 18: <i>COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA LOS MODELOS DINÁMICOS PARA LA ZAPATA 6</i>	47
TABLA 19: <i>CARACTERÍSTICAS DE LAS MASAS DE LA ZAPATA 7</i>	47
TABLA 20: <i>COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA LOS MODELOS DINÁMICOS PARA LA ZAPATA 7</i>	48
TABLA 21: <i>CARACTERÍSTICAS DE LAS MASAS DE LA ZAPATA 8</i>	48
TABLA 22: <i>COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA LOS MODELOS DINÁMICOS PARA LA ZAPATA 8</i>	48
TABLA 23: <i>CARACTERÍSTICAS DE LAS MASAS DE LA ZAPATA 9</i>	48
TABLA 24: <i>COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA LOS MODELOS DINÁMICOS PARA LA ZAPATA 9</i>	48
TABLA 25: <i>PERIODOS DE VIBRACIÓN OBTENIDOS</i>	54
TABLA 26: <i>DERIVAS DE ENTREPISO OBTENIDOS EN LA DIRECCIÓN X</i>	55
TABLA 27: <i>DERIVAS DE ENTREPISO OBTENIDOS EN LA DIRECCIÓN Y</i>	56
TABLA 28: <i>DESPLAZAMIENTOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO</i>	57
TABLA 29: <i>FUERZAS INTERNAS EN COLUMNA C11 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X</i>	58
TABLA 30: <i>FUERZA CORTANTE Y MOMENTOS EN COLUMNA C11 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X</i> . 59	59

TABLA 31: FUERZAS INTERNAS EN COLUMNA C18 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO Y.....	60
TABLA 32: FUERZA CORTANTE Y MOMENTOS EN COLUMNA C18 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO Y. 60	
TABLA 33: FUERZAS INTERNAS EN COLUMNA C16 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X.....	61
TABLA 34: FUERZA CORTANTE Y MOMENTOS EN COLUMNA C16 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X. 62	
TABLA 35: FUERZAS INTERNAS EN PLACA P-6 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO Y.....	63
TABLA 36: FUERZA CORTANTE Y MOMENTOS PLACA P-6 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO Y.....	64
TABLA 37: FUERZAS INTERNAS EN PLACA P-6 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X.....	64
TABLA 38: FUERZA CORTANTE Y MOMENTOS ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X.....	65
TABLA 39: PERIODOS DE VIBRACIÓN OBTENIDOS DINÁMICO BASE EMPOTRADA.....	66
TABLA 40: PERIODOS DE VIBRACIÓN OBTENIDOS ANÁLISIS DINÁMICO.....	67
TABLA 41: DERIVAS EN LA DIRECCIÓN X - ANÁLISIS DINÁMICO.....	68
TABLA 42: DERIVAS EN LA DIRECCIÓN Y ANÁLISIS DINÁMICO.....	68
TABLA 43: DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS ANÁLISIS DINÁMICO.....	69
TABLA 44: FUERZAS INTERNAS EN COLUMNA C11 ANÁLISIS DINÁMICO SISMO X.....	70
TABLA 45: FUERZA CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR COLUMNA C11 ANÁLISIS DINÁMICO SISMO X.....	71
TABLA 46: FUERZAS INTERNAS EN COLUMNA C18 ANÁLISIS DINÁMICO SISMO Y.....	72
TABLA 47: FUERZA CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR COLUMNA C18 ANÁLISIS DINÁMICO SISMO Y.....	73
TABLA 48: FUERZAS INTERNAS EN COLUMNA C16 ANÁLISIS DINÁMICO SISMO X.....	74
TABLA 49: FUERZA CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR COLUMNA C16 ANÁLISIS DINÁMICO SISMO X.....	74
TABLA 50: FUERZAS INTERNAS EN PLACA P6 – SISMO X.....	75
TABLA 51: FUERZA CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR PLACA P6 – SISMO X.....	76
TABLA 52: FUERZAS INTERNAS EN PLACA P6 – SISMO Y.....	77
TABLA 53: FUERZA CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR PLACA P6 – SISMO Y.....	77
TABLA 54: PERIODOS DE VIBRACIÓN OBTENIDOS.....	78
TABLA 55: DERIVAS DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN X DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA.....	79
TABLA 56: DERIVAS DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN Y DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA.....	80
TABLA 57: DESPLAZAMIENTOS DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA.....	81
TABLA 58: FUERZAS INTERNAS EN COLUMNA C11 – DIRECCIÓN X TH.....	82
TABLA 59: FUERZA CORTANTE Y MOMENTOS EN COLUMNA C11 – DIRECCIÓN X TH.....	83
TABLA 60: FUERZAS INTERNAS, CORTANTE Y MOMENTO EN COLUMNA C18 DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO Y.....	84
TABLA 61: FUERZAS INTERNAS, CORTANTE Y MOMENTO EN COLUMNA C16 DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO X.....	85

<i>TABLA 62: FUERZAS INTERNAS, CORTANTE Y MOMENTO EN PLACA P-6 DEL ANÁLISIS TIEMPO</i>	
<i>HISTORIA SENTIDO X</i>	86
<i>TABLA 63: FUERZAS INTERNAS, CORTANTE Y MOMENTO EN PLACA P-6 DEL ANÁLISIS TIEMPO</i>	
<i>HISTORIA SENTIDO Y</i>	88
<i>TABLA 64: FRECUENCIA OBSERVADA PARA C11</i>	91
<i>TABLA 65: FRECUENCIA ESPERADA PARA C11</i>	91
<i>TABLA 66: FRECUENCIA OBSERVADA PARA C18</i>	92
<i>TABLA 67: FRECUENCIA ESPERADA PARA C18</i>	92
<i>TABLA 68: FRECUENCIA OBSERVADA PARA C16</i>	93
<i>TABLA 69: FRECUENCIA ESPERADA PARA C16</i>	93
<i>TABLA 70: FRECUENCIA OBSERVADA PARA P6 EN LA DIRECCIÓN X</i>	94
<i>TABLA 71: FRECUENCIA ESPERADA PARA P6 EN LA DIRECCIÓN X</i>	94
<i>TABLA 72: FRECUENCIA OBSERVADA PARA P6 EN LA DIRECCIÓN Y</i>	95
<i>TABLA 73: FRECUENCIA ESPERADA PARA P6 EN LA DIRECCIÓN Y</i>	95

INDICE DE FIGURAS Y/O GRAFICOS

FIGURA 1: EDIFICACIÓN DE SISTEMA DUAL.....	9
FIGURA 2: ZAPATAS COMBINADAS	10
FIGURA 3: ZAPATAS CONECTADAS.....	11
FIGURA 4: REPRESENTACIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO	17
FIGURA 5: REPRESENTACIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTRO	19
<i>FIGURA 6: EJEMPLO DE ENSAYO DE PLACA DE CARGA Y RESULTADO DE MÓDULO DE BALASTRO</i>	22
FIGURA 7: ESQUEMA MODELO DE V.A. ILICHEV.....	26
FIGURA 8: PRIMER NIVEL DEL EDIFICIO ESTUDIADO	39
FIGURA 9: SEGUNDO A SEXTO NIVEL DEL EDIFICIO ESTUDIADO	40
FIGURA 10: ELEVACIÓN DEL EDIFICIO ESTUDIADO.....	40
FIGURA 11: PLANO DE LA EDIFICACIÓN DE MODELO SIMPLE	43
FIGURA 12: MODELO DE LA EDIFICACIÓN CON BASE EMPOTRADA.....	49
FIGURA 13: MODELO DE LA EDIFICACIÓN – INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	49
<i>FIGURA 14: ESPECTRO DE DISEÑO</i>	51
<i>FIGURA 15: MODELO DE LA EDIFICACIÓN CON BASE EMPOTRADA</i>	52
<i>FIGURA 16: ACELEROGRAMA DEL SISMO DE MOQUEGUA 2001 COMPONENTE EO</i>	52
<i>FIGURA 17: ACELEROGRAMA ESCALADO SEGÚN NORMA E030</i>	53
FIGURA 18: GENERACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	54
FIGURA 19: MODOS DE VIBRACIÓN ANÁLISIS ESTÁTICO	55
<i>FIGURA 20: DERIVAS SISMO X – ANÁLISIS ESTÁTICO</i>	56
<i>FIGURA 21: DERIVAS SISMO Y DEL ANÁLISIS ESTÁTICO</i>	56
<i>FIGURA 22: DESPLAZAMIENTO SISMO X DEL ANÁLISIS ESTÁTICO</i>	57
<i>FIGURA 23: DESPLAZAMIENTO SISMO Y DEL ANÁLISIS ESTÁTICO</i>	58
<i>FIGURA 24: FUERZA AXIAL COLUMNA C11 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X</i>	58
<i>FIGURA 25: FUERZA CORTANTE COLUMNA C11 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X</i>	59
<i>FIGURA 26: MOMENTOS COLUMNA C11 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X</i>	59
<i>FIGURA 27: FUERZA AXIAL COLUMNA C18 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO Y</i>	60
<i>FIGURA 28: FUERZA CORTANTE COLUMNA C18 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO Y</i>	61
<i>FIGURA 29: MOMENTOS COLUMNA C18 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO Y</i>	61

<i>FIGURA 30: FUERZA AXIAL COLUMNA C16 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X</i>	62
<i>FIGURA 31: FUERZA CORTANTE COLUMNA C16 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X</i>	62
<i>FIGURA 32: MOMENTOS COLUMNA C16 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X</i>	63
<i>FIGURA 33: FUERZA AXIAL PLACA P-6– SISMO Y</i>	63
<i>FIGURA 34: FUERZA CORTANTE PLACA P-6 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO Y</i>	64
<i>FIGURA 35: MOMENTOS PLACA P-6 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO Y</i>	64
<i>FIGURA 36: FUERZA AXIAL PLACA P-6 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X</i>	65
<i>FIGURA 37: FUERZA CORTANTE PLACA P-6 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X</i>	65
<i>FIGURA 38: MOMENTOS PLACA P-6 ANÁLISIS ESTÁTICO SISMO X</i>	66
<i>FIGURA 39: MODOS DE VIBRACIÓN ANÁLISIS DINÁMICO</i>	67
<i>FIGURA 40: DERIVAS SISMO X - ANÁLISIS DINÁMICO</i>	68
<i>FIGURA 41: DERIVAS SISMO Y - ANÁLISIS DINÁMICO</i>	69
<i>FIGURA 42: DESPLAZAMIENTOS SISMO X - ANÁLISIS DINÁMICO</i>	70
<i>FIGURA 43: DESPLAZAMIENTOS SISMO Y - ANÁLISIS DINÁMICO</i>	70
<i>FIGURA 44: FUERZAS AXIALES C11 - ANÁLISIS DINÁMICO – SISMO X</i>	71
<i>FIGURA 45: FUERZAS CORTANTE C11 - ANÁLISIS DINÁMICO – SISMO X</i>	71
<i>FIGURA 46: MOMENTOS C11 - ANÁLISIS DINÁMICO – SISMO X</i>	72
<i>FIGURA 47: FUERZAS AXIALES C18 - ANÁLISIS DINÁMICO – SISMO Y</i>	72
<i>FIGURA 48: FUERZAS CORTANTE C18 - ANÁLISIS DINÁMICO – SISMO Y</i>	73
<i>FIGURA 49: MOMENTOS C18 - ANÁLISIS DINÁMICO – SISMO Y</i>	73
<i>FIGURA 50: FUERZAS AXIALES C16 - ANÁLISIS DINÁMICO – SISMO Y</i>	74
<i>FIGURA 51: FUERZAS CORTANTE C16 - ANÁLISIS DINÁMICO SISMO X</i>	74
<i>FIGURA 52: MOMENTOS C16 - ANÁLISIS DINÁMICO SISMO X</i>	75
<i>FIGURA 53: FUERZAS AXIALES P6 - ANÁLISIS DINÁMICO – SISMO X</i>	75
<i>FIGURA 54: FUERZAS CORTANTE P6 - ANÁLISIS DINÁMICO – SISMO X</i>	76
<i>FIGURA 55: MOMENTOS P6 - ANÁLISIS DINÁMICO – SISMO X</i>	76
<i>FIGURA 56: FUERZAS AXIALES P6 - ANÁLISIS DINÁMICO – SISMO Y</i>	77
<i>FIGURA 57: FUERZAS CORTANTE P6 - ANÁLISIS DINÁMICO – SISMO Y</i>	78
<i>FIGURA 58: MOMENTOS P6 - ANÁLISIS DINÁMICO – SISMO Y</i>	78
<i>FIGURA 59: MODOS DE VIBRACIÓN ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA</i>	79
<i>FIGURA 60: DERIVAS ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO X</i>	80
<i>FIGURA 61: DERIVAS ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO Y</i>	80
<i>FIGURA 62: DESPLAZAMIENTO ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO X</i>	81
<i>FIGURA 63: DESPLAZAMIENTO ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO Y</i>	82
<i>FIGURA 64: FUERZA AXIAL COLUMNA C11 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO X</i>	82
<i>FIGURA 65: FUERZA CORTANTE COLUMNA C11 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO X</i>	83
<i>FIGURA 66: MOMENTOS COLUMNA C11 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO X</i>	83

<i>FIGURA 67: FUERZA AXIAL COLUMNA C18 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO Y</i>	84
<i>FIGURA 68: FUERZA CORTANTE COLUMNA C18 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO Y</i>	84
<i>FIGURA 69: MOMENTOS COLUMNA C18 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO Y</i>	85
<i>FIGURA 70: FUERZA AXIAL COLUMNA C16 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO X</i>	85
<i>FIGURA 71: FUERZA CORTANTE COLUMNA C16 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO X</i>	86
<i>FIGURA 72: MOMENTOS COLUMNA C16 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO X</i>	86
<i>FIGURA 73: FUERZA AXIAL PLACA P-6 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO X</i>	87
<i>FIGURA 74: FUERZA CORTANTE PLACA P-6 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO X</i>	87
<i>FIGURA 75: MOMENTOS PLACA P-6 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO X</i>	87
<i>FIGURA 76: FUERZA AXIAL PLACA P-6 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO Y</i>	88
<i>FIGURA 77: FUERZA CORTANTE PLACA P-6 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO Y</i>	88
<i>FIGURA 78: MOMENTOS PLACA P-6 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA SENTIDO Y</i>	89
FIGURA 79: VISTA EN PLANTA DEFINICIÓN DE SECCIONES DE ELEMENTOS VIGA Y PLACAS, EN EL PROGRAMA ETABS 2015.....	108
FIGURA 80: VISTA EN PLANTA DEFINICIÓN DE NUMERO DE COLUMNAS Y VIGAS, EN EL PROGRAMA ETABS 2015.....	109
FIGURA 81: PLANO EN PLANTA DISTRIBUCIÓN DE ZAPATAS.....	110

RESUMEN

Los sismos componen una de las fuentes más importantes que producen cargas dinámicas, actuando sobre las estructuras y su cimentación. Cuando se produce un sismo genera movimientos en el terreno en forma de ondas sísmicas, provocando en algunos casos daños en los elementos estructurales.

El presente proyecto de investigación, está orientado al cálculo y análisis de estructuras de sistema dual, considerando la flexibilidad de la base de la cimentación, con lo que se conoce como interacción suelo estructura. Haciendo uso de diferentes modelos propuestos por científicos extranjeros.

Los modelos dinámicos descritos para edificaciones con zapatas aisladas, consideran los efectos de flexibilidad y las propiedades inerciales del suelo de fundación, vinculando la ingeniería estructural con la Geotecnia.

Posteriormente se describió la edificación analizada, considerando los parámetros de ubicación, área, estudios de suelos, etc. Finalmente, se desarrolló el análisis estructural y sísmico, en condiciones reales al Perú y con la aplicación del programa ETABS 2015, se analizó los modelos dinámicos elegidos ante la acción sísmica

ABSTRACT

The earthquakes make up one of the most important sources that produce dynamic loads, acting on the structures and their foundation. When an earthquake occurs, it generates movements on the ground in the form of seismic waves, causing in some cases damage to the structural elements.

The present research project is oriented to the calculation and analysis of dual system structures, considering the flexibility of the foundation base, with what is known as soil structure interaction. Making use of different models proposed by foreign scientists.

The dynamic models described for buildings with insulated shoes consider the flexibility effects and the inertial properties of the foundation soil, linking structural engineering with Geotechnics.

Subsequently the described building was described, considering the parameters of location, area, soil studies, etc. Finally, the structural and seismic analysis was developed, in real conditions to Peru and with the application of the ETABS 2015 program, we analyzed the dynamical models chosen before the seismic action

INTRODUCCION

Nuestro país está ubicado en el cinturón del fuego, y la ciudad de Moquegua al ubicarse en la zona sur del país se convierte en una zona altamente sísmica. Las edificaciones en este tipo de zonas se encuentran expuestas a las frecuentes amenazas de que pueda ocurrir un sismo de gran magnitud, como el ocurrido en el año 2001 en el sur del Perú o más aun el ocurrido en Chile en los últimos 2 años. Los estudios en investigaciones sísmicas, aun no pueden resolver el peligro sísmico al cual están expuestos nuestras edificaciones.

En la presente investigación se pretende plantear una metodología para el análisis y cálculo de estructuras de sistema dual con zapatas aisladas considerando la interacción del suelo y la estructura.

CAPITULO I

1. EL PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La ciudad de Moquegua, al estar ubicado en el “Cinturón de Fuego del Pacífico” presenta elevada vulnerabilidad sísmica a tener consecuencias dañinas ante eventos sísmicos, ya que éstos tienen bastantes probabilidades de ocurrir en la costa de nuestro país. Aproximadamente el 40% del área peruana es altamente sísmica (costa peruana), es posible afirmar que, en la escala Mercalli Modificada (MM), la intensidad sísmica alcanzable es de unos potenciales 9 grados.

Al tema de la zona sísmica se le suma la existencia de problemas con el suelo de mala calidad, ya que hay sectores con suelos de resistencia pobre, placas tectónicas cercanas (Placa de Nazca y Placa sudamericana), incluso complejidad en la superficie del suelo. Habitadas por una gran cantidad de personas, las cuales se ven intimidadas por los sismos en potencia que pueden ocurrir en cualquier momento.

Así mismo, se debe buscar criterios de diseño estructural integrado suelo – estructura que considere las hipótesis planteadas con el objetivo de lograr un análisis más cercano a la realidad y prever los esfuerzos a los que estarán sometidos los elementos estructurales. Cabe resaltar el análisis de un modelo integrado es capaz de brindar un diseño acorde a la reglamentación vigente previniendo la pérdida de vidas humanas y daños materiales de acuerdo a la filosofía del diseño Sismorresistente.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Interrogante Principal

¿La interacción sísmica suelo - estructura en edificaciones de sistema dual, nos permitirá una idealización y análisis más real?

1.2.2. Interrogantes secundarias

¿Qué modelos de Interacción Suelo-estructura nos permite idealizar el comportamiento del terreno, tomando en cuenta las propiedades mecánicas del material donde se realizará la cimentación de la edificación?

¿Qué diferencia existe al analizar el comportamiento estructural de una edificación de sistema dual con zapatas aisladas con y sin Interacción Suelo - Estructura?

¿Al considerar Interacción sísmica Suelo-estructura, se obtendrán menores respuestas en los elementos estructurales?

1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El desarrollo de la presente investigación científica es relevante y se justifica por las siguientes razones:

- Moquegua está localizado en una región tectónicamente compleja y de alta actividad sísmica con origen en el proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la sudamericana a una velocidad de 8-10 cm por año. Según su historia sísmica, en esta región han ocurrido grandes sismos como el de Moquegua en 1604 (Magnitud =8,4), 1960 (Magnitud =7,5), entre otros y recientemente el del 23 de junio del 2001 (Magnitud =8,2). Este último produjo un gran número de réplicas las cuales fueron registradas por una red sísmica local instalada por el Instituto Geofísico del Perú (IGP).

- Hasta la fecha se viene utilizando los cálculos clásicos de la estructuras, es decir la estructura está sostenida por apoyos fijos que no se mueven o que tienen asentamientos despreciables. Por lo que en la presente investigación se busca analizar la estructura, subestructura y suelo como un solo cuerpo, considerando la interacción del suelo con la cimentación modelada a partir de resortes, se calcula las reacciones internas de la superestructura en base a los efectos del suelo en la subestructura.
- Al añadir la rigidez del suelo a partir de los coeficientes de rigidez los modelos con una base empotrada se pueda obtener un análisis más cercano del comportamiento de la edificación.
- La investigación sobre la Interacción Suelo Estructura (ISE) es necesaria, ya que no hay una edificación que pueda desarrollar su comportamiento sísmico natural, sin tener un contacto dinámico con el suelo.

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. Objetivo General

Aplicar y Analizar la Interacción Sísmica Suelo – Estructura a Edificaciones de sistema dual con zapata aislada.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Determinar los diferentes modelos de interacción suelo - Estructura para edificaciones de sistema dual con zapatas aisladas.
- Realizar una serie de análisis sísmicos con y sin Interacción Suelo-Estructura para una edificación de sistema dual, utilizando el software ETABS 2015
- Demostrar que con la Interacción suelo - estructura, se obtienen menores fuerzas internas y esfuerzos en los elementos estructurales

1.5. CONCEPTOS BÁSICOS

Sismógrafo. Instrumento que registra los movimientos de la superficie de la Tierra en función del tiempo y que son causados por ondas sísmicas (terremotos).

Sismología. Ciencia que estudia los terremotos, fuentes sísmicas y propagación de ondas sísmicas a través de la Tierra.

Escalas de magnitudes sísmicas. Parámetros que clasifican los sismos de acuerdo a las amplitudes, períodos y duración de las ondas registradas en los sismógrafos.

Escala sismológica de Mercalli. La Escala de Mercalli es una escala de 12 grados desarrollada para evaluar la intensidad de los terremotos a través de los efectos y daños causados a distintas estructuras. Debe su nombre al físico italiano Giuseppe Mercalli.

Escala sismológica de Richter. La medición instrumental de la escala sismológica de Richter, también conocida como escala de magnitud local (ML), es una escala logarítmica arbitraria que asigna un número para cuantificar la energía liberada en un terremoto, denominada así en honor del sismólogo estadounidense Charles Richter (1900-1985).

Periodo de retorno. Define el lapso de tiempo promedio entre las ocurrencias de sismos con un determinado rango de magnitud; es igual a la función recíproca de la frecuencia de ocurrencia.

Vulnerabilidad sísmica. Mide la probabilidad de que una estructura sufra daños cuando se somete a un sismo.

Escalas de intensidades sísmicas. Parámetros que clasifican los sismos en grados discretos de acuerdo a los efectos observables en un sitio. Las

escalas vigentes son la internacional MSK y la MM (Mercalli Modificada) de 12 grados.

Ingeniería Sísmica. La aplicación de los conocimientos de los sismos y las vibraciones del suelo al diseño y la construcción de obras civiles para proporcionar protección a vidas y a recursos en caso de un sismo.

Acelerograma. Registro de la aceleración del suelo en función del tiempo.

Epicentro. Define el punto sobre la superficie de la tierra, directamente por encima del foco de un terremoto.

Intensidad sísmica. En una medida cualitativa de la fuerza de un sismo. Esta fuerza se mide por los efectos del sismo sobre los objetos, la estructura de las construcciones, la sensibilidad de las personas, etc.

Magnitud sísmica. Es la medida instrumental de la fuerza de un sismo expresado en términos de la cantidad de energía liberada en el foco sísmico o hipocentro.

Sismo. Liberación de energía por el movimiento de grandes volúmenes de roca en el interior de la tierra.

Terremoto. Convulsión de la superficie terrestre ocasionada por la actividad tectónica o por fallas geológicas activas.

Suelo de fundación. Capa de suelo bajo la estructura.

Esfuerzos. Resistencia que ofrece un área unitaria (A) del material del que está hecho un miembro para una carga aplicada externa (fuerza, F)

1.6. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

La interacción entre el suelo y la estructura ha sido investigada en el campo de la Ingeniería Civil. Además, describiéndose como el contacto dinámico entre la base y la cimentación de la estructura, así como la redistribución de los esfuerzos en la superestructura.

Luego de haber realizado una revisión detallada en diferentes fuentes bibliográficas y de Internet, se ha encontrado estudios relacionados al tema y al problema de investigación planteado. A continuación, describimos de forma breve los antecedentes de la presente investigación:

- 1) Genner Villarreal Castro, realizo un estudio titulado: ***“Interacción Suelo-Estructura en edificaciones con zapatas aisladas”*** concluye que el uso de modelos dinámicos de interacción suelo estructura muestran que la flexibilidad de la base de fundación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo en edificaciones con zapata aislada. La flexibilidad de la base de fundación, permite el incremento del periodo de vibración y desplazamiento, disminución de fuerzas axiales máximas, fuerzas cortantes, momentos flectores y torsores.
- 2) Genner Villarreal Castro, realizo un estudio titulado: ***“Interacción Suelo-Estructura en edificios altos”*** concluye que el cálculo sísmico con modelos dinámicos de interacción suelo estructura nos muestra que la flexibilidad de la base de fundación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo y en las formas de vibración espacial del edificio.
- 3) William Conrad Galicia Guarníz y Javier Rubén León Vasquez (2007), realizaron el estudio Titulado: ***“Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones de Albañilería confinada con plateas de cimentación”*** concluyen que la interacción suelo estructura permite determinar simultáneamente el comportamiento del suelo de

fundación con la edificación frente a eventos sísmicos, demostrando que ante tal escenario el suelo coadyuva a una mejor distribución de esfuerzos en todos los elementos estructurales de la edificación, mediante la disipación de cierto porcentaje de energía inducida por un sismo.

- 4) Carlos Jurado Cabañes, (2012), Realizó el Estudio Titulado: ***“Problemas de Interacción Suelo Estructura en Cimentaciones y muros de contención Influencia de los Fenómenos de Despegue y Deslizamiento”***, concluye que en estructuras esbeltas predomina la rotación, mientras que en estructuras con esbelteces menores de 1,0 la traslación es el efecto más importante. Esto controla como era de esperar el levantamiento de la losa de cimentación debido a la rotación.

- 5) José Antonio Meza Rodríguez Y Christian José Valderrama Carpio (2014), Realizaron el Estudio Titulado: ***“Influencia de la Interacción Suelo-estructura en la Reducción de Esfuerzos de una Edificación Aporticada”***, concluyen que los menores esfuerzos internos obtenidos al implementar la Interacción Suelo-Estructura suceden debido a que parte de la energía generada por el sismo en la estructura es absorbida por el suelo de fundación, ya que éste trabaja como un conjunto de resortes en paralelo en las bases.

CAPITULO II

2. FUNDAMENTOS TEORICO CIENTÍFICO

2.1. Bases Teórico Científicas

2.1.1. Sistema dual

Está formada por un sistema mixto de pórticos reforzados con muros de carga o arriostres en diagonales. En este sistema los muros toman la mayor parte en la proporción de esfuerzos en los niveles interiores, y los pórticos disipan la energía a los niveles superiores. Los muros toman entre el 20% y 70% del cortante basal de la estructura y los pórticos el 30% restante. Verificándose después del análisis.

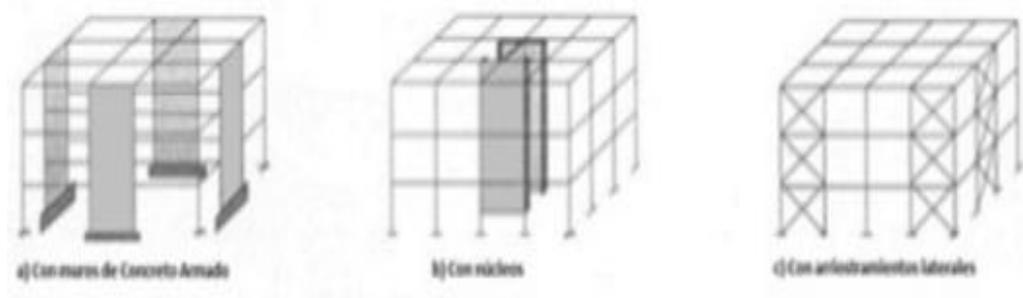


Figura 1: Edificación de sistema dual

Fuente: Adaptado de <https://es.slideshare.net/yerikajc/sistemas-estructurales-1>

2.1.2. Cimentación

2.1.2.1. Definición

La cimentación es el conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la edificación o elementos apoyados al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales. Debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que los muros que soportará.

2.1.2.2. Tipos de cimentación superficial

1) Zapatas aisladas

Son elementos estructurales que se van a encargar de soportar una sola columna y de transmitir las cargas al suelo de fundación. El área de la zapata irá variando hasta que el suelo soporte el esfuerzo transmitido sin problemas de asentamiento.

Las zapatas aisladas pueden ser un bloque macizo de concreto o pueden ser armadas en la parte inferior con varillas de acero en malla con una separación máxima entre barras de treinta (30) centímetros. Se debe considerar, como en todo elemento estructural, el debido recubrimiento, que es de 7 centímetros, para proteger la armadura de la corrosión.

2) Zapatas combinadas

Las zapatas combinadas se encargan de soportar más de una columna. Su dimensionamiento debe ser de tal manera que su centroide coincida con el centroide de las cargas que llegan a la zapata y como en toda cimentación el esfuerzo transmitido al suelo debe ser menor que el esfuerzo máximo admisible de éste. Se suelen usar zapatas combinadas de dos tipos: de lindero y las intermedias. Cuando se tiene un suelo malo y la carga de lindero es alta, entonces se suele combinar las zapatas, de manera que las zapatas del lindero se unen con las zapatas interiores (Ver figura 2).

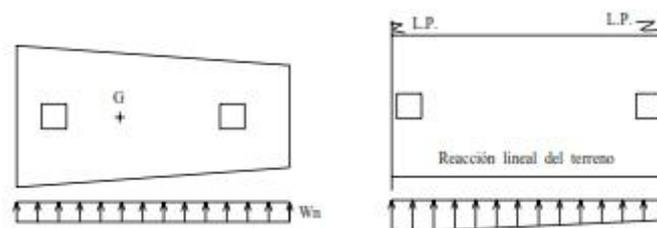


Figura 2: Zapatas combinadas

Fuente: Adaptado de "Diseño en Concreto Armado", por R. Morales Morales. 2006

3) Zapata Conectada

Es aquella que está constituida por una zapata excéntrica y una zapata interior unida por una viga de conexión rígida, permitiendo controlar la rotación de la zapata excéntrica. Considerada como una solución económica para distancias entre ejes de columna mayores a 6 metros.

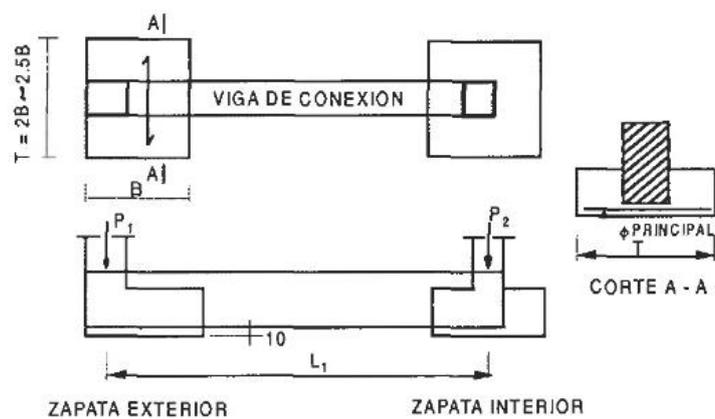


Figura 3: Zapatas conectadas

Fuente: Adaptado de "Diseño en Concreto Armado", por R. Morales Morales. 2006

Morales (2006) afirma:

Estructuralmente se tienen dos zapatas aisladas, siendo una de ellas excéntrica, la que está en el límite de propiedad y diseñada bajo la condición de presión uniforme del terreno; el momento de flexión debido a que la carga de la columna y la resultante de las presiones del terreno no coinciden, es resistido por una viga de conexión rígida que une a las dos columnas que forman la zapata conectada.

4) Cimiento corrido

Es un tipo de cimentación, que se encarga de soportar los muros de la edificación. Este elemento tiene a su longitud como dimensión predominante comparado con su ancho y altura. El cimiento corrido es positivo para la edificación, ya que, gracias a su gran masa, la

estructura está más unida y disminuye los asentamientos diferenciales.

5) Plateas de cimentación

Este tipo de estructura puede ser definido como una losa de concreto armado apoyada directamente en la superficie del terreno que se encarga principalmente de distribuir las cargas provenientes de la edificación al suelo. Esta losa de apoyo contiene vigas en todo el perímetro, y debajo de los muros que transmiten cargas. Debido a que la losa o losa de cimentación tiene una gran área de apoyo en el terreno, es bastante recomendable su uso en suelos poco portantes, por eso es común observarlas en zonas con suelo tipo blando.

También desarrollan un comportamiento bueno en suelos de poca homogeneidad, ya que en éstos se podrían generar asentamientos diferenciales si es que se decide usar otro tipo de cimentación, o como recomendación general, cuando el área de contacto con cimentaciones diferentes a la losa de cimentación excede el 75% del área total del terreno, se debería analizar la posibilidad de usar la losa de cimentación.

2.1.3. Interacción Suelo – Estructura

2.1.3.1. Definición

Es la modificación del movimiento de terreno (en la base de la estructura) provocado por la presencia de la estructura. Existe una mayor interacción en la medida en la que el movimiento en la base de la estructura se ve modificado por la presencia de la estructura.

Lo que plantea la ISE es tomar en cuenta las propiedades elásticas del suelo, es decir, el suelo no es infinitamente rígido, como suele plantearse en la mayoría de análisis, sino que tiene cierto grado de amortiguación y absorbe parte de la energía entregada por el sismo. Esto va a ocasionar que una menor cantidad de energía llegue a la superestructura, por ende,

los elementos estructurales soportarán menores fuerzas internas que lo que se obtiene del cálculo común sin ISE.

2.1.3.2. Modelos de Interacción Suelo-Estructura

Existen modelos dinámicos aceptados que, a través de coeficientes de rigidez, van a expresar cómo es que realmente interactúa el suelo con la estructura. A continuación, se muestran algunos de los modelos ISE más conocidos:

2.1.3.2.1. Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov

Es un modelo teórico-experimental, que está basado en la forma con la que interactúa la cimentación con la base de fundación en forma de un proceso establecido de vibraciones forzadas. El científico D.D. Barkan propuso unos coeficientes de rigidez que estén en función de los coeficientes de compresión y desplazamiento elástico que afectan la inercia y el área. En este modelo se restringe el giro alrededor del eje Z, por lo tanto, solamente se calculan cinco de los seis grados de libertad, según siguientes ecuaciones 2.1.a, 2.1.b y 2.1.c:

$$K_z = C_z A \quad (\text{Ec. 2.1.a})$$

$$K_x = C_x A \quad (\text{Ec. 2.1.b})$$

$$K = C I \quad (\text{Ec. 2.1.c})$$

Donde:

C_z, C : Coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme

C_x : Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme;

A : Área de la base de la cimentación;

I : Momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal z_1 , perpendicular al plano de vibración.

Los coeficientes C_x , C_z y C , no dependen únicamente de las características elásticas del suelo sino también de otros factores, es

por esto que es necesario analizarlos de tal forma que se puedan encontrar las expresiones adecuadas para su cálculo.

Dos modelos fueron analizados: modelo de semiespacio elástico isotrópico con poco peso y el modelo M.M. Filonenko-Borodich, obteniéndose las fórmulas 4.2, para los coeficientes de compresión y desplazamiento elástico:

$$\begin{aligned} C_z &= x_z \cdot \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \\ C_x &= x_x \cdot \frac{E}{(1+x_x)(1-\mu)} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \\ C_\varphi &= x_\varphi \cdot \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \end{aligned} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde:

- x_z, x_x, x_φ : Coeficientes, dependientes de la relación de las dimensiones de la base de la cimentación;
 μ : Coeficiente de Poisson del suelo.

En su libro Interacción Sísmica Suelo –Estructura en edificaciones con Zapata Aislada, G. Villareal (2009, p.29-30) señala que:

Las investigaciones realizadas por diversos investigadores, muestran que las fórmulas (2.2) nos llevan a ciertos errores, aunque estas dependencias en sentido general son cercanas a la realidad.

Las principales deficiencias de este modelo, consiste en que no describe la dependencia entre los coeficientes C_z, C_x, C_φ con las dimensiones de la base de la cimentación, y lo que es mucho más importante, no considera las propiedades inerciales de los suelos.

Las siguientes precisiones de tal modelo se realizaron en base a las investigaciones teóricas, efectuadas por el científico O.A. Shejter para el problema de vibraciones forzadas de un cuño

circular muy pesado, apoyado sobre un semiespacio elástico isotrópico pesado. Aunque la concepción de masa “adherida” del suelo, introducida por O.A. Shejter, no tuvo una repercusión directa, las investigaciones teóricas y experimentales permitieron identificar la dependencia de los coeficientes C_z , C_x , C_ξ con la presión estática σ_0 , que transmite la cimentación a la base.

Finalmente, podemos determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento del modelo D.D. Barkan-O.A. Savinov como:

$$\begin{aligned} c_z &= c_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta.A} \right] \sqrt{\frac{\sigma_0}{\sigma_0}} \\ c_x &= D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta.A} \right] \sqrt{\frac{\sigma_0}{\sigma_0}} \\ c_\xi &= c_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta.A} \right] \sqrt{\frac{\sigma_0}{\sigma_0}} \end{aligned} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde:

C_0, D_0 : Coeficientes determinados a través de experimentos realizados para $\sigma_0 = 0$;

a, b : Dimensiones de la cimentación en el planta;

σ_0 : Coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\sigma_0 = 1 m^{-1}$.

Para el coeficiente D_0 , se tiene:

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0.5\mu} * C_0 \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Para cálculos prácticos se recomienda utilizar las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned} C_0 &= 1.7 \times \frac{E_0}{1-\mu^2} \times 10^{-3} \left(\frac{Kg}{cm^3} \right) \\ D_0 &= 1.7 \times \frac{E_0}{(1+\mu)(1-0.5\mu)} \times 10^{-3} \left(\frac{Kg}{cm^3} \right) \end{aligned} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Donde:

E_o : Módulo de elasticidad, calculado experimentalmente para presión estática del suelo de 0,1-0,2 kg/cm².

También se pueden usar los valores del coeficiente C_0 cuando $\sigma_0 = 0,2$ kg/cm², elegidos de acuerdo al tipo de perfil de suelo de la base de fundación, a través de la tabla 1.

Tabla 1. Valores del coeficiente C_0 cuando $\sigma_0 = 0,2$ kg / cm.

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	C_0 (kg / cm ³)
S1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$)	3,0
		Arena compacta ($I_L < 0$)	2,2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena 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 ($e \leq 0,80$)	1,4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1,8
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	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
		Arenas 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

Fuente: adaptado de *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en edificaciones con zapatas aisladas*, (p.31), por G. Villareal Castro, 2009, Lima: Perú.

Se puede indicar que el modelo dinámico analizado D.D. Barkan - O.A. Savinov es teórico-experimental, basado en la interacción de la cimentación con la base de fundación en forma de proceso establecido de vibraciones forzadas.

Esta suposición permitió diversas críticas fundamentadas científicamente, tratándose de su aplicación del determinado modelo en el cálculo sísmico de edificaciones considerando la interacción suelo-estructura. Esto es mucho más claro, porque es conocido que el sistema suelo-estructura ante sismos se analiza como un proceso ondulatorio no estacionario.

2.1.3.2.2. Modelo dinámico Winkler – Coeficiente de Balasto

Uno de los métodos de cálculo más utilizado para modelar la interacción entre la base de cimentación y la superestructura es la que supone al suelo como un equivalente a un número infinito de resortes elásticos -muelles o bielas biarticuladas- cuya rigidez, denominada módulo o coeficiente de balasto (K_s), se corresponde con el cociente entre la presión de contacto (q) y el desplazamiento -en su caso asiento- (δ), (Ver figura 3)

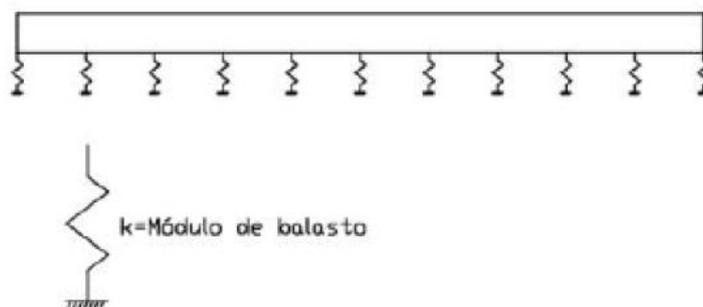


Figura 4: Representación del coeficiente de balasto

Fuente: adaptado de Interacción Sísmica Suelo – Estructura en Edificios Aporticados, (p.32), por SILVA 2009.

El nombre balasto le viene, como seguramente se sabe, de que fue precisamente en el análisis de las traviesas del ferrocarril donde se utilizó por primera vez esta teoría. El balasto es la capa de grava que se tiende sobre la explanación de los ferrocarriles para asentar y sujetar los durmientes. A este modelo de interacción se le conoce generalmente como modelo de Winkler debido al nombre de su

creador, y tiene múltiples aplicaciones, no sólo en el campo de las cimentaciones, sino en cualquiera problema que pudiese adaptarse a este modelo.

La aplicación de la teoría del módulo de balasto ha ganado aceptación en los últimos tiempos, dado que permite una fácil asimilación de la interacción suelo-estructura por los métodos matriciales de cálculo. De hecho, con un programa de cálculo matricial genérico se puede realizar una aproximación del método tan precisa como deseemos al caso de vigas o losas sobre fundación elástica. Para ello basta simplemente con dividir las barras de la viga o del emparrillado, si se trata del análisis de una losa, en otras más pequeñas e incluir en los nudos bielas (muelles) con la rigidez correspondiente al balasto (ver, por ejemplo, la figura inferior donde se obtuvo mediante esta aproximación una ley de flectores para la viga).

En la práctica habitual del cálculo de cimentaciones veremos aplicar la teoría de Winkler al cálculo de elementos tales como vigas flotantes o de cimentación y losas de cimentación que trabajan sobre un corte horizontal de terreno, pero también para elementos tales como pantallas para excavaciones o tablestacas que trabajan sobre un corte vertical. Se habla, por tanto, de **módulo de balasto vertical** y de **módulo de balasto horizontal**, si bien el concepto es el mismo.

La ecuación diferencial que gobierna el comportamiento de la clásica solución de viga flotante o viga sobre fundación elástica (beam on elastic foundation) y que, por tanto, es el resultado de suponer la viga discretizada en infinitas barras de longitud diferencial con nudos en sus extremos, es la siguiente:

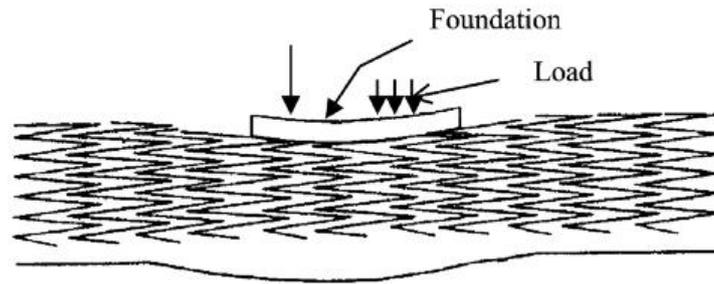


Figura 5: Representación del coeficiente de balastro

Fuente: Adaptado de *Efectos asociados con la Interacción Suelo-Estructura en el diseño de edificaciones de concreto Reforzado en Bucaramanga*, (p.45), por L. Moreno, 2010, Bucaramanga.

$$p - k \cdot w(x) = (E \cdot I) \frac{d^4 w}{dx^4} \quad (\text{Ec 2.6})$$

Siendo:

$w(x)$: el asiento de la viga [m].

x : coordenada [m].

k : el módulo de balastro [kN/m³]

p : la carga por unidad de longitud [kN/m]

E : el módulo de elasticidad de la losa [kN/m²]

I : la inercia de la viga respecto al eje que pasa por su centro de gravedad [m⁴]

En el caso de la losa la ecuación tiene una forma parecida:

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + 2 \frac{d^4 w}{dx^2 dy^2} + \frac{d^4 w}{dy^4} + (k \cdot w - p) \frac{12(1-\nu^2)}{(E \cdot t^3)} = 0 \quad (\text{Ec.2.7})$$

Siendo:

$W(x,y)$: el asiento de la losa [m]

x, y : las coordenadas [m].

k : el módulo de balastro [kN/m³]

q : la carga por unidad de área [kN/m²]

ν : el coeficiente de Poisson [-]

E : el módulo de elasticidad de la losa [kN/m²]

t : el espesor de la losa [m]

A. Objeciones y Mejoras al método

En general, el método de Winkler se puede aplicar al cálculo de cimentaciones rígidas y flexibles, si bien en el caso de cimentaciones rígidas las normas suelen permitir la utilización de leyes de tensiones lineales del terreno más simplificadas, dejándose la obligatoriedad del método del balasto para el cálculo de elementos flexibles en los que la distribución de tensiones es irregular. (El criterio de clasificación de la rigidez de los elementos de cimentación es complicado y trataremos de ampliarlo en un futuro).

Sin embargo, existen varias objeciones al modelo que le hacen poco fiable:

- El valor del módulo de balasto no es función exclusiva del terreno, sino que depende también de las características geométricas de la cimentación e incluso de la estructura que ésta sostiene, lo cual hace compleja la extrapolación de los resultados de los ensayos, pensemos por ejemplo en el de placa de carga, a las cimentaciones reales.
- La precisión del modelo dependerá de la rigidez relativa del conjunto estructura-cimentación respecto a la del suelo.
- Supone que cada punto del suelo se comporta independientemente de las cargas existentes en sus alrededores, lo cual no ocurre en la realidad

Por ello, algunos autores recomiendan hacer un estudio de su sensibilidad. El ACI (1993), por ejemplo, sugiere variar el valor de k desde la mitad hasta cinco o diez veces del calculado y basar el diseño estructural en el peor de los resultados obtenidos de ésta manera.

Métodos como el Acoplado (Coupled method), que usa muelles que conectan los nudos adyacentes, permiten que los movimientos de cada nudo sean dependientes del resto y obtienen resultados más cercanos a la realidad, pero suponen un aumento considerable en el tiempo de cálculo, además de requerir una implementación específica en los programas de cálculo generales (que, sin embargo, se adaptan fácilmente al método de Winkler).

B. Obtención del módulo de Balasto:

El módulo de balasto vertical para una zapata o una losa se puede definir de tres maneras:

A partir de ensayo de Placa de Carga realizado sobre el terreno, siendo habitual que dicha placa sea cuadrada de 30x30 cm (1 pie x 1 pie), o bien, circular de diámetros 30, 60 y 76,2 cm. Así el coeficiente que aparece referenciado en el estudio geotécnico viene generalmente representado por una “**k**” -letra adoptada en la bibliografía para el módulo y el correspondiente subíndice que identifica a la placa con que se realizó el ensayo -k30, k60, etc.

En la siguiente figura se puede observar un ejemplo de ensayo de placa de carga y el resultado de módulo de balasto, k30 en este caso al tratarse de una placa de 30 cm, que se obtiene:

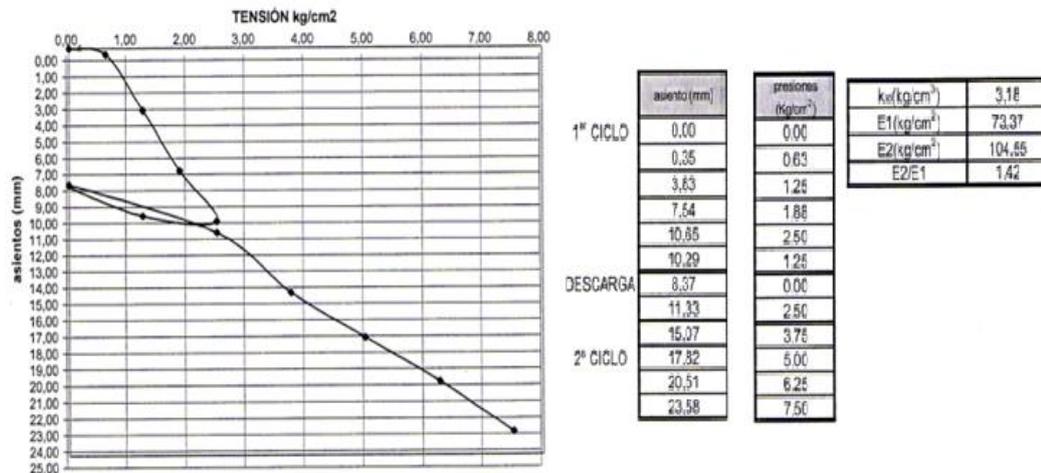


Figura 6: Ejemplo de Ensayo de placa de carga y resultado de módulo de balastro
Fuente: Adaptado de <http://www.demecanica.com/Geotecnia/geotecnia.htm>

El tamaño de la placa influye en la profundidad afectada y de la que se podrán extraer conclusiones. A menor tamaño de placa menor bulbo de presiones y con ello menor profundidad de los estratos estudiados. En el caso de losas la profundidad de influencia de la placa es mucho menor que la de la losa real (bulbo de presiones en función del ancho de la cimentación), con lo que se puede inducir a errores debidos a bajadas de rigidez de estratos inferiores pero activos. En el caso de rocas las pruebas realizadas con una placa grande estarán más afectadas por la fisuración que las hechas con placa pequeña.

A partir del ensayo de Placa de Carga y mediante formulación que contempla las dimensiones de la zapata (el caso de losas es más complejo y se debe estudiar la rigidez de la estructura-cimentación) se puede obtener el módulo de balastro siguiendo el procedimiento siguiente debido a Terzaghi:

Para el cálculo del coeficiente o módulo de balastro de la zapata rectangular será necesario primero calcular el de la cuadrada.

El módulo de balasto de la zapata rectangular (l y b en metros) en función del de la losa Cuadrada.

Se define por (Terzaghi1955):

$$k_s, \text{ rectangular} = (2/3) k_s, \text{ cuadrado} [1 + b/(2l)] \quad (\text{Ec.2.8})$$

donde k_s , cuadrada se determina en función del tipo de suelo y del ensayo de placa de carga de 30x30:

-Suelos cohesivos (arcillas):

$$k_s, \text{ cuadrado cohesivo} = k_{s,30} [0,30/b] \quad (\text{Ec.2.9})$$

-Suelos arenosos o granulares:

$$k_s, \text{ cuadrado arenoso} = k_{s,30} [(b+0,30)/(2b)]^2 \quad (\text{Ec.2.10})$$

Damos aquí los valores estimados del módulo de balasto para Placa de Carga de 30x30 (k_{30}), recordamos que lo correcto sería obtener estos datos a partir del terreno en cuestión:

Tabla 2. Valores de K_{30} Propuestos por Terzaghi.

VALORES DE K_{30} PROPUESTOS POR TERZAGHI	
Suelo	k_{30} (kp/cm ³)
Arena seca o húmeda:	
-Suelta	0,64-1,92 (1,3)*
-Media	1,92-9,60 (4,0)
-Compacta	9,60-32 (16,0)
Arena sumergida:	
-Suelta	(0,8)
-Media	(2,50)
-Compacta	(10,0)
Arcilla:	
$q_u=1-2$ kp/cm ²	1,6-3,2 (2,5)
$q_u=2-4$ kp/cm ²	3,2-6,4 (5,0)
$q_u>4$ kp/cm ²	>6,4 (10)
*Entre paréntesis los valores medios propuestos	

Fuente: Adaptado de <http://www.demecanica.com/Geotecnia/geotecnia.htm>

Tabla 3. Valores de K30 Propuestos por Diferentes Autores.

VALORES DE K30 PROPUESTOS POR DIVERSOS AUTORES	
Suelo	k30 (kp/cm ³)
Arena fina de playa	1,0-1,5
Arena floja, seca o húmeda	1,0-3,0
Arena media, seca o húmeda	3,0-9,0
Arena compacta, seca o húmeda	9,0-20,0
Gravilla arenosa floja	4,0-8,0
Gravilla arenosa compacta	9,0-25,0
Grava arenosa floja	7,0-12,0
Grava arenosa compacta	12,0-30,0
Margas arcillosas	20,0-40,0
Rocas blandas o algo alteradas	30,0-500
Rocas sanas	800-30.000

NOTA: 1kp corresponde aproximadamente a 9,81N

Fuente: Adaptado de <http://www.demecanica.com/Geotecnia/geotecnia.htm>

A partir de la determinación de parámetros característicos del suelo (módulo de deformación, tensión admisible, etc.) que se relacionan con el módulo de balasto mediante fórmulas dadas por varios autores.

- ✓ Es conocida, por ejemplo, la fórmula de Vesic en función del módulo de deformación o elasticidad (E_s) y coeficiente de Poisson (ν_s) el terreno, que en su forma reducida tiene la siguiente expresión:

$$k_s = E_s / [B (1 - \nu_s^2)] \quad (\text{Ec.2.11})$$

Donde B es el ancho de la cimentación.

- ✓ La fórmula de Klepikov:

$$k_s = E_s / [A^{(1/2)} (1 - \nu_s^2)] \quad (\text{Ec.2.12})$$

Donde (A) el área de la base de la cimentación y () un coeficiente de forma de la cimentación que para zapatas o losas se puede obtener de la tabla en función del largo (L) y del ancho (b) de la cimentación:

Tabla 4. Valores de K30 Propuestos por Diferentes Autores.

	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
	0,88	0,87	0,86	0,83	0,80	0,77	0,74	0,73	0,71	0,69	0,67

Fuente: Adaptado de <http://www.demecanica.com/Geotecnia/geotecnia.htm>

- ✓ También la fórmula de Bowles, basada en la tensión admisible de la cimentación:

$$k_s \text{ (kN/m}^3\text{)} = 40 \cdot (\text{Factor de Seguridad})^* \cdot a \text{ (kPa)} \quad (\text{Ec.2.13})$$

- ✓ A partir del cálculo del problema en un programa que contemple la posibilidad de modelizar el terreno (usualmente mediante elementos finitos). De esta manera se introducirán sobre el terreno las acciones consideradas y se analizarán los desplazamientos (asientos) que resultan. El módulo de balasto se hallará directamente de su formulación teórica:

$$k_s = q/s. \quad (\text{Ec.2.14})$$

Todo lo anterior está referido a módulos de balasto verticales. Para módulos de balasto horizontales de aplicación, por ejemplo, en pantallas, se puede utilizar el siguiente ábaco, debido a Chadeisson, que obtiene el módulo de balasto horizontal (k_h), a partir del ángulo de rozamiento interno y la cohesión del terreno. Es interesante al respecto hacer notar la relación entre estos parámetros, fácilmente visible en la gráfica:

cuanto mayor es el ángulo de rozamiento o mayor la cohesión mayor es el balasto.

2.1.3.2.3. Modelo dinámico V.A. Ilichev.

El modelo dinámico V.A. Ilichev fue elaborado para aplicarlo a problemas ondulatorios de interacción suelo-estructura, modelado como un semiespacio elástico. En un inicio el esquema de cálculo de este modelo se aplicó a problemas de vibraciones verticales de cimentaciones circulares, apoyados sobre un semiespacio elástico isótropo. El esquema de cálculo de este modelo se muestra en la siguiente figura.

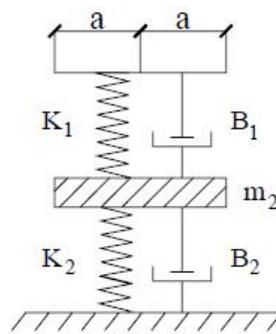


Figura 7: Esquema Modelo de V.A. Ilichev

Fuente: adaptado de *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en edificaciones con zapatas aisladas*, (p.32), por G. Villareal Castro, 2009, Lima: Perú.

La parte superior del sistema es una placa sin peso, donde el resorte con rigidez K_1 y el amortiguador B_1 modelan el efecto creado por las ondas longitudinales. Los parámetros K_1 y B_1 dependen del radio de la placa, densidad del material del semiespacio y velocidad de las ondas longitudinales; y no depende del coeficiente de Poisson y velocidad de ondas transversales. A la parte inferior del sistema le corresponde el comportamiento dinámico de la placa ante las ondas transversales y de Rayleigh. Los parámetros m_2 , B_2 , K_2 también dependen de las dimensiones de la placa y densidad del medio, pero a diferencia de los parámetros del sistema superior, dependen de μ y C_2 ; más no

dependen de la velocidad de las ondas longitudinales. Asimismo, en el modelo se ha dividido la influencia de las ondas longitudinales en las transversales, así como las ondas Rayleigh en el movimiento de la placa.

Las ondas longitudinales crean la resistencia al movimiento de la placa (cimentación), dependiente de su desplazamiento y velocidad. Las ondas transversales y Rayleigh crean también resistencia, dependiente de la aceleración del movimiento de la placa, que tuvo su repercusión en el origen de la masa m_2 .

El modelo dinámico descrito fue determinado como un sistema con 1,5 grados de libertad, donde un grado de libertad se determina en la parte inferior del sistema y medio grado de libertad se registra en la parte superior de la misma.

Luego este modelo fue generalizado a las vibraciones horizontales y rotacionales de la cimentación, apoyado sobre base elástica con ley de variación lineal de las propiedades de deformación a través de la profundidad del suelo de fundación. En particular, la variación del módulo de deformación $E_{(z)}$ de la base de fundación, se aproxima a la ley:

$$E_{(z)} = E_0 \left[tg\psi \cdot \frac{z}{\alpha} + 1 \right] \quad (\text{Ec.2.15})$$

Donde:

E_0 : Módulo de deformación del suelo en la superficie;

Z : Coordenada de la profundidad del suelo de fundación, respecto a su superficie;

ψ : Ángulo de fricción interna del suelo;

$\alpha = 1m$

La aproximación definida, describe la variación de las propiedades de deformación de la base hasta una profundidad $5a$ para las vibraciones verticales, $3a$ para las rotacionales y $2a$ para las horizontales.

Donde:

$a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$: Radio asumido de la base de la cimentación, de área A.

Los cinco parámetros adimensionales del modelo mecánico de la base con 1,5 grados de libertad, representan una dependencia lineal de $(A)^{1/2}$.

$$Y = Y_0 + Y_1 \cdot tg\psi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}} \quad (\text{Ec.2.16})$$

Donde:

Y : Cualquier parámetro con índice o sin índice;

$B_{z1}, K_{z1}, m_z, b_{z2}, K_{z2}$: Coeficientes para las vibraciones verticales, donde el amortiguador b_{z1} y la rigidez K_{z1} corresponden a la parte superior del modelo (medio grado de libertad) y los coeficientes m_z, b_{z2}, K_{z2} a la parte inferior (un grado de libertad)

$b_{1}, K_{1}, m, b_{2}, K_{2}$: Parámetros análogos para las vibraciones rotacionales

$b_{x1}, K_{x1}, m_x, b_{x2}, K_{x2}$: Coeficientes para las vibraciones horizontales.

Los miembros Y_0, Y_1 se determinan por las siguientes tablas 2 y 3, dependientes del tipo de vibración y coeficiente de Poisson (μ) de la base de fundación.

Tabla 5. Valores de los coeficientes verticales, rotaciones y horizontales.

μ	b_{0z1}	K_{0z1}	m_{0z}	b_{0z2}	K_{0z2}
0,25	5,34	21,80	2,80	6,21	7,50
0,35	6,44	26,30	3,12	6,90	8,40
0,45	10,53	43,00	3,29	7,50	9,20
μ	$b_{0\varphi1}$	$K_{0\varphi1}$	$m_{0\varphi}$	$b_{0\varphi2}$	$K_{0\varphi2}$
0,25	1,36	5,60	1,00	1,60	7,50
0,35	1,63	6,70	1,03	1,70	7,90
0,45	2,50	10,70	0,84	1,60	7,30
μ	b_{0x1}	K_{0x1}	m_{0x}	b_{0x2}	K_{0x2}
0,25	3,10	12,40	1,80	5,20	7,60
0,35	3,10	12,40	1,90	5,70	8,30
0,45	3,10	12,40	2,10	6,40	9,20

Fuente: adaptado de *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en edificaciones con zapatas aisladas*, (p.34), por G. Villareal Castro, 2009, Lima: Perú.

Tabla 6. Valores de los coeficientes verticales, rotaciones y horizontales.

μ	b_{1z1}	K_{1z1}	m_{1z}	b_{1z2}	K_{1z2}
0,25	0,87	3,56	0,56	0,62	2,88
0,35	1,06	4,34	0,62	0,78	3,50
0,45	1,81	7,41	0,69	0,78	3,72
μ	$b_{1\varphi1}$	$K_{1\varphi1}$	$m_{1\varphi}$	$b_{1\varphi2}$	$K_{1\varphi2}$
0,25	0,22	1,16	0,12	0,12	1,34
0,35	0,28	1,41	0,16	0,12	1,81
0,45	0,50	1,97	0,16	0,12	1,81
μ	b_{1x1}	K_{1x1}	m_{1x}	b_{1x2}	K_{1x2}
0,25	0,53	2,09	0,28	0,75	1,53
0,35	0,53	2,09	0,31	0,84	1,87
0,45	0,53	2,09	0,37	0,84	1,91

Fuente: adaptado de *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en edificaciones con zapatas aisladas*, (p.34), por G. Villareal Castro, 2009, Lima: Perú.

Los parámetros adimensionales Y se determinan en forma dimensional por las siguientes fórmulas:

Para las vibraciones rotacionales:

$$\begin{aligned} K_{\zeta} &= (C_2)^2 \times \dots \times k_{\zeta} \times a^3 \\ B_{\zeta} &= (C_2) \times \dots \times b_{\zeta} \times a^4 \\ M_{\zeta} &= \dots \times m_{\zeta} \times a^5 \end{aligned} \quad (\text{Ec.2.17})$$

Para las vibraciones horizontales (verticales):

$$\begin{aligned} K_{X(Z)} &= (C_2)^2 \times \dots \times k_{X(Z)} \times a \\ B_{X(Z)} &= (C_2) \times \dots \times b_{X(Z)} \times a^2 \\ M_{X(Z)} &= \dots \times m_{X(Z)} \times a^3 \end{aligned} \quad (\text{Ec.2.18})$$

Donde:

C_2 : Velocidad de propagación de la onda transversal;

: Densidad del suelo de la base de fundación.

El modelo analizado puede ser simplificado eliminando la masa m_2 , cuando el coeficiente de Poisson varía en el intervalo $0 \leq \mu \leq 0,4$.

Considerando, que en el modelo analizado las conexiones con rigideces K_1 y K_2 están unidas consecutivamente, en el cálculo vamos a ingresar la rigidez equivalente determinada por la fórmula:

$$K = \frac{K_1 \cdot K_2}{K_1 + K_2} \quad (\text{Ec.2.19})$$

El modelo dinámico V.A. Ilichev, descrito anteriormente, es estrictamente teórico, basado en la solución teórica del problema de interacción dinámica suelo-estructura, desde el punto de vista del modelo de semiespacio elástico.

2.1.3.2.4. Modelo dinámico A.E. Sargsian.

En las investigaciones de A.E. Sargsian y A.A. Najapetian se elaboró otro modelo dinámico de interacción suelo-estructura, utilizado para

finés académicos, motivo por el cual no nos vamos a detener en su fundamentación y nos limitaremos a describir las fórmulas finales, necesarias para los cálculos futuros.

De acuerdo a tal modelo dinámico, en su análisis se ingresan parámetros cuasiestáticos de rigidez de la base de fundación K_x , K_ϕ , K_z ; que se determinan por las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned}
 K_x &= \frac{28,8 \cdot (1 - \mu^2) \cdot \rho \cdot C_2^2 \cdot \sqrt{A}}{\pi \cdot (7 - 8\mu)} \\
 K_\phi &= \frac{8,52 \cdot \rho \cdot C_2^2 \cdot I}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - \mu) \cdot \sqrt{A}} \\
 K_z &= \frac{\rho \cdot C_1^2 \cdot \sqrt{A}}{\Phi \cdot (1 - \mu^2)}
 \end{aligned}
 \tag{Ec.2.20}$$

Donde:

ρ : Densidad del suelo de fundación

A : Área de la base de la cimentación

I : Momento de inercia del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración

$$= 0,833$$

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

C_2 : Velocidad de propagación de las ondas transversales.

De acuerdo a la concepción de semiespacio elástico, las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales se pueden calcular por las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned}
 C_1^2 &= \frac{(1 - \mu) \cdot E}{(1 + \mu) \cdot (1 - 2\mu) \cdot \rho} \\
 C_2^2 &= \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu) \cdot \rho}
 \end{aligned}
 \tag{Ec.2.21}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad de la base de fundación.

2.1.3.2.5. Modelo dinámico norma rusa Snip 2.02.05-87.

Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme K_z , kN/m (T/m); desplazamiento elástico uniforme K_x , kN/m (T/m); compresión elástica no uniforme K_φ , kN.m (T.m) y desplazamiento elástico no uniforme K_ψ , kN.m (T.m); se calculan por las fórmulas:

$$\begin{aligned} K_z &= C_z A \\ K_x &= C_x A \\ K_\varphi &= C_\varphi A \\ K_\psi &= C_\psi A \end{aligned} \quad (\text{Ec.2.22})$$

Donde:

A : Área de la base de la cimentación (m²)

I_x : Momento de inercia (m⁴) del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración

I_y : Momento de inercia (m⁴) del área de la base de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia).

La principal característica elástica de la cimentación, es decir el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z , kN/m³ (T/m³), se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (\text{Ec.2.23})$$

Donde:

b_0 : Coeficiente (m⁻¹) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas igual a 1,5;

E : Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación, kPa (T/m²), determinadas por tablas 3 y 4 del anexo o en forma experimental;

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

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x , kN/m³ (T/m³); compresión elástica no uniforme C , kN/m³ (T/m³) y desplazamiento elástico no uniforme C , kN/m³ (T/m³); se determinan por las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned} C_x &= 0.7C_z \\ C_\varphi &= 2C_z \\ C_\psi &= C_z \end{aligned} \quad (\text{Ec.2.24})$$

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

En el caso que no existan datos experimentales, la amortiguación relativa para las vibraciones verticales z se puede determinar por las fórmulas:

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\begin{aligned} \varepsilon_z &= \frac{z}{\sqrt{P_m}} \\ \left(\varepsilon_z = \frac{0.7}{\sqrt{P_m}} \right) \end{aligned} \quad (\text{Ec.2.25})$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas:

$$\begin{aligned} \varepsilon_z &= 6 \sqrt{\frac{E}{C_z P_m}} \\ \left[\varepsilon_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z P_m}} \right] \end{aligned} \quad (\text{Ec.2.26})$$

Donde:

E : Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación (igual que la fórmula 2.17);

C_z : Coeficiente de compresión elástica uniforme (igual que la fórmula 2.17);

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

$$p_n \leq \gamma_{ts} R \quad (\text{Ec.2.27})$$

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 de cálculo del suelo de fundación, determinado por la Norma Rusa SNIP 2.02.01-83*.

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

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= 0.6\varepsilon_z \\ \varepsilon_\varphi &= 0.5\varepsilon_z \\ \varepsilon_\psi &= 0.3\varepsilon_z \end{aligned} \quad (\text{Ec.2.28})$$

Como característica de amortiguación, también se puede usar el módulo de amortiguación para las vibraciones verticales z , determinado por las siguientes fórmulas:

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\begin{aligned} \emptyset_z &= \frac{1.5}{\sqrt{C_z}} \\ \left(\emptyset_z = \frac{0.5}{\sqrt{C_z}} \right) \end{aligned} \quad (\text{Ec.2.29})$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas, el valor de ϕ_z se incrementa en dos veces, en comparación con las establecidas (armónicas) o conocidas.

En las fórmulas (2.25), (2.26) y (2.29); lo que está entre paréntesis corresponden a las unidades técnicas de medida.

Los módulos de amortiguación para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned}\phi_x &= 0.6\phi_z \\ \phi_\varphi &= 0.5\phi_z \\ \phi_\psi &= 0.3\phi_z \quad (\text{Ec.2.30})\end{aligned}$$

CAPITULO III

3. MARCO METODOLÓGICO

3.1. HIPÓTESIS

3.1.1. Hipótesis general

Sera cierto que al aplicar y analizar con interacción suelo estructura, una edificación de sistema dual con zapatas aisladas, nos dan una respuesta sísmica aproximada a la realidad

3.1.2. Hipótesis específicas

- Sera cierto que los modelos de interacción suelo estructura para edificaciones de sistema dual con zapatas aisladas, nos permite idealizar el comportamiento del terreno.
- Sera cierto que al aplicar la interacción suelo estructura, se obtienen diferentes respuestas que en el caso de análisis empotrado perfecto.
- Sera cierto que con la interacción suelo estructura se llegara a reducir las fuerzas internas y esfuerzos de los elementos estructurales

3.2. VARIABLES

3.2.1. Variable Dependiente

3.2.1.1. Denominación de la Variable

La variable dependiente son las edificaciones de sistema dual con zapatas aisladas

3.2.1.2. Indicadores

- Tipos de elementos estructurales
- La sección transversal del elemento estructural

3.2.1.3. Escala de medición

Elementos estructurales con esfuerzo normal, sub esforzado y sobre esforzados.

3.2.2. Variable Independiente

3.2.2.1. Denominación de la Variable

La variable independiente es la interacción sísmica Suelo - Estructura.

3.2.2.2. Indicadores

- Tipo de suelo de la edificación
- Estudios de mecánica de suelos

3.2.2.3. Escala de medición

Si el suelo pertenece a suelos rígidos, intermedios o flexibles.

3.2.3. Variables Intervinientes

La variable interviniente son los sismos.

3.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN

El tipo de investigación es aplicada

3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño de investigación es descriptivo Correlacional, que se corresponde con el tipo de investigación realizada.

3.5. ÁMBITO DE ESTUDIO

Se efectuará para la ciudad de Moquegua, y en edificaciones de Sistema dual o mixto.

3.6. TIEMPO SOCIAL DE LA INVESTIGACIÓN

Se efectuará entre el periodo 2016 - 2017.

3.7. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.7.1. Unidades de Estudio

- Peso de la estructura
- Desplazamientos laterales.
- Periodo fundamental de vibración.
- Esfuerzos internos de elementos estructurales.

3.7.2. Población

La población objetivo está conformada por todas las edificaciones de sistema dual de la ciudad de Moquegua.

3.7.3. Muestra

La muestra será tomada en edificaciones de sistema dual de 6 pisos.

3.8. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS

3.8.1. Técnicas

- La técnica a utilizarse será la observación directa de resultados.

3.8.2. Instrumentos

- Cuadros de recolección de datos obtenidos del software Etabs 2015
- Codificación de medidas obtenidas

CAPITULO IV

4. LOS RESULTADOS

4.1. DESCRIPCION DEL TRABAJO DE CAMPO

4.1.1. Introducción

Para el desarrollo de la presente investigación se eligió una edificación de vivienda multifamiliar de 6 pisos se sistema estructural dual. Cuyas dimensiones en el plano son de 20.00m x 10.00m, con alturas de entrepiso de 2.50m. Ubicada en el Centro poblado de Chen chen.

Las características del edificio se muestran en la figura 8 a 10

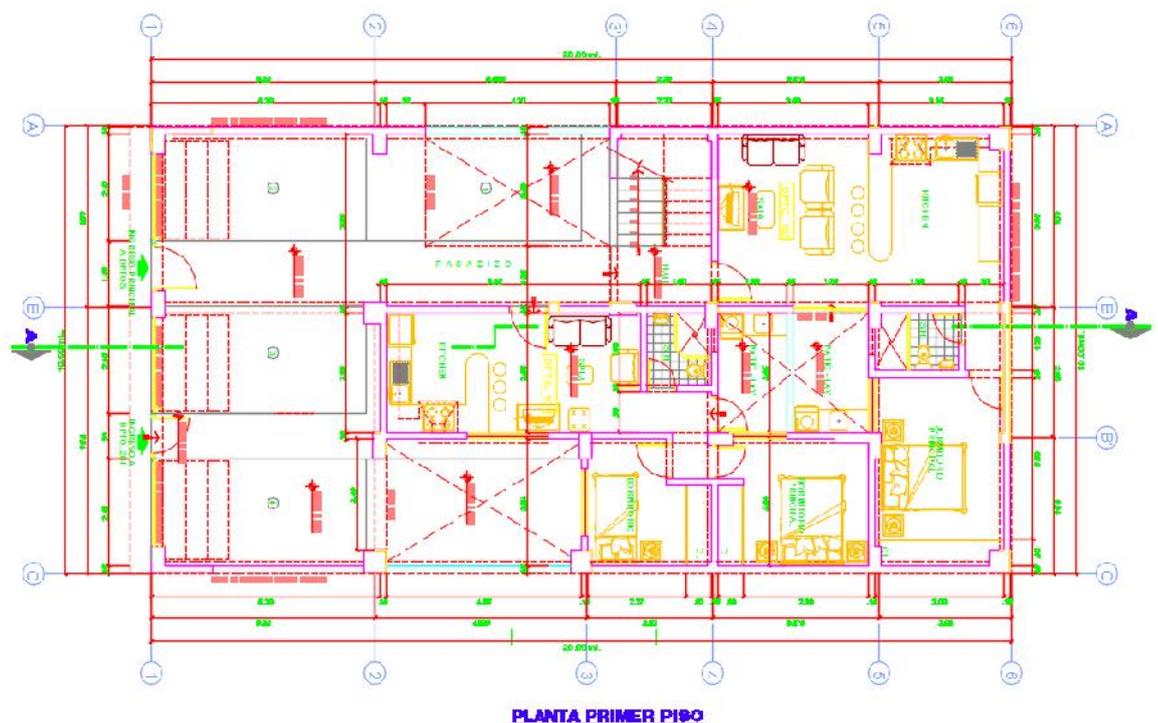
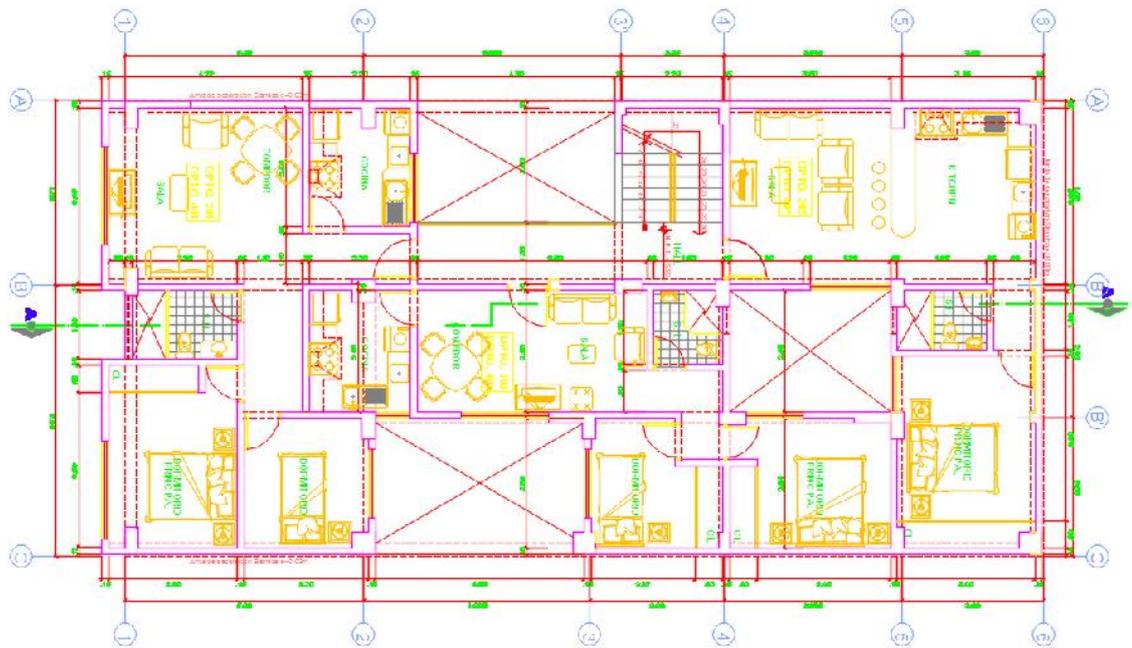


Figura 8: Primer Nivel del edificio estudiado



PLANTA 2do, 3er, 4to, 5to y 6to PISO

Figura 9: Segundo a Sexto Nivel del edificio estudiado

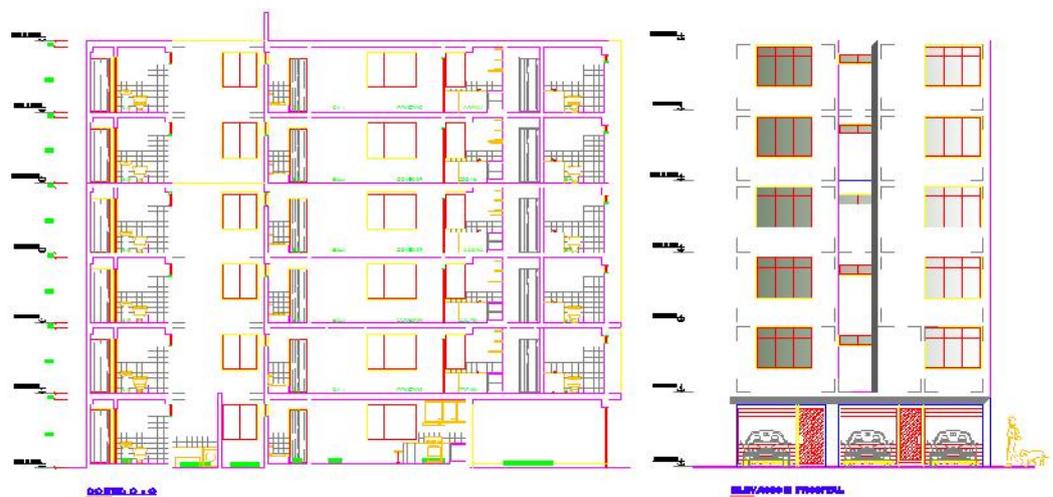


Figura 10: Elevación del edificio estudiado

4.1.1.1. Características del edificio

Resistencia del Concreto:	$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c = 2509980.0 \text{ Ton/m}^2$
Peso específico del concreto:	$\rho_c = 2.4 \text{ Ton/m}^3$
Coefficiente de poisson del concreto:	$\mu = 0.20$

Carga viva de 1er piso a 5to piso:	0.2 Tn/m ²
Carga viva en último piso:	0.1 Tn/m ²

4.1.1.2. Características del suelo de fundación

Tipo de suelo:	grava arenosa
Módulo de elasticidad del suelo:	$E_s = 125 \text{ kg/cm}^2$
Densidad del suelo:	$\rho_s = 1.64 \text{ tn/m}^3$
Coefficiente de Poisson del suelo:	$\mu = 0.3$
Angulo de fricción interna del suelo:	$\phi_s = 34.42^\circ$ (del estudio de suelos realizado en Moquegua)
Peso específico del suelo:	1.82 tn/m^3
Capacidad portante:	3.16 kg/cm^2
Profundidad de cimentación:	$D_f = 1.80 \text{ m}$

4.1.2. Criterios de estructuración sismoresistente

Una estructuración se recomienda que sea lo más simple y limpia posible, de manera que la idealización para su análisis dinámico se acerque lo más exacto posible a la estructura real.

Los principales criterios que se debe tomar en cuenta para la estructuración de una edificación son las siguientes:

- **SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA.** - La forma en planta estructural más simple es un cuadrado o un rectángulo de lados en proporción de 2 a 1, en la estructuración empleada, se ha “independizado” en bloques simples, para evitar la complejidad.

La simetría en planta en ambas direcciones es deseable, pues lo que se trata es de hacer coincidir el centro de masa (donde se concentra la carga de sismo en XX e YY), con el centro rígido de la planta (lugar geométrico por el cual puede “rotar” la planta). Una estructura simétrica, evita los efectos torsionantes provocados por el momento Torsor.

- **RESISTENCIA Y DUCTILIDAD.** - En una estructura debe haber una combinación adecuada de materiales resistentes, tales como el concreto reforzado o el acero estructural, esta combinación de concreto y acero, dan la resistencia a los diferentes esfuerzos que se general (Fuerza Axial, Fuerza Cortante, Momento Flector).
- **UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD VERTICAL.** - Los elementos de soporte lateral tales como columnas y placas, deben tener Uniformidad y continuidad vertical a través de su desarrollo desde el primer nivel hasta el último nivel, pero opcionalmente puede tenerse pequeñas reducciones de su sección transversal de 10 a 15 cm. cada 3 o 4 niveles. Pero lo que no se necesita es realizar cambios bruscos de su sección transversal.
- **RIGIDEZ LATERAL.** - Puesto que la carga sísmica se induce en las estructuras como fuerzas de inercia, estas actúan en todas direcciones, pero se descomponen en 02 direcciones principales, y no solo en una "dirección principal". Por este motivo en cualquier estructura debe tener adecuada rigidez lateral en dos direcciones ortogonales o aproximadamente normales, la rigidez lateral para contrarrestar las cargas sísmicas la dan las columnas.
- **CIMENTACIÓN ADECUADA.** - La parte básica de una estructura es su cimentación, pues es el terreno de fundación donde se concentrarán las cargas axiales y momentos flectores gravitacionales totales y las cargas axiales y momentos de sismo que hay en la base de las columnas y placas. La cimentación en general debe soportar necesariamente las cargas de sismo provenientes de la superestructura

4.1.3. Definición del sistema Analizado

Para el desarrollo del presente avance se eligió una edificación dual de 6 pisos. Cuyas dimensiones en el plano son de 10.00m 20.00m, con alturas

de entresuelo de 2.50m. Ubicada en el lugar de estudio de uso vivienda multifamiliar

Las características del edificio se muestran en la figura 4.3

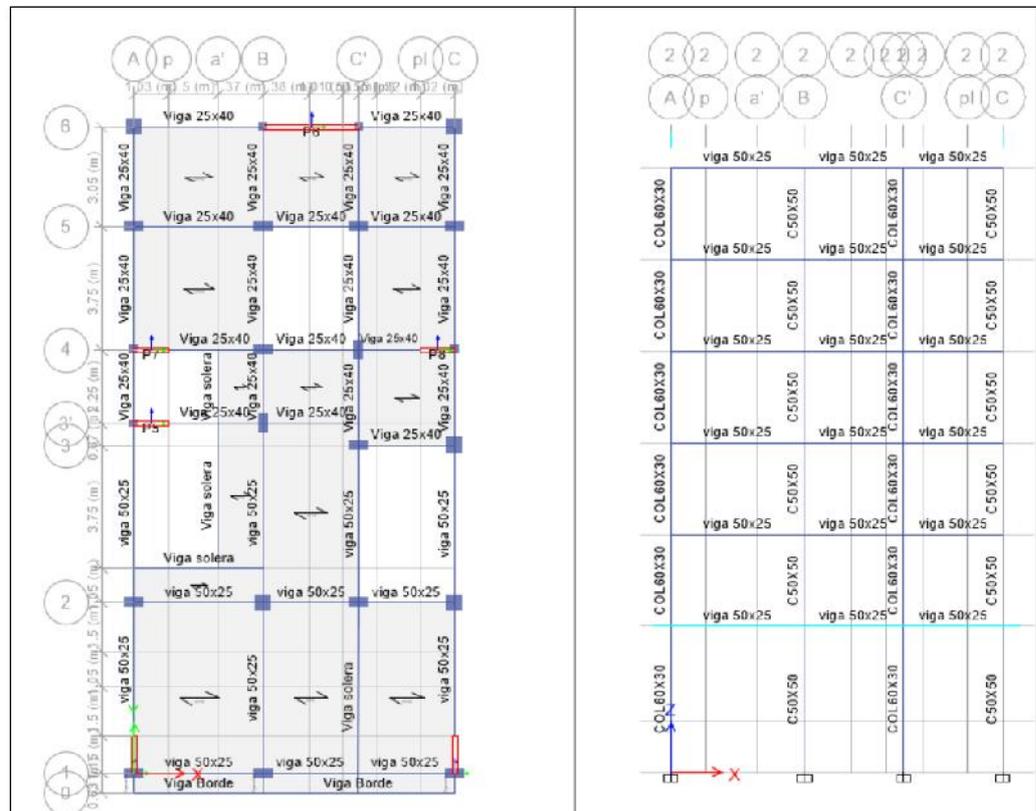


Figura 11: Plano de la edificación de modelo simple

4.1.3.1. Cargas y materiales:

A. Cargas Para el Análisis

a) Carga Muerta

Se han considerado en este caso el peso propio de los componentes estructurales y no estructurales que conforman la edificación, materia del presente proyecto, los pesos específicos de los Materiales se han considerado de acuerdo a la norma NTE-E.020 de cargas.

- Concreto armado 2400 kg/m³

- Losa aligerada, $h = 0.20$ m. 300 kg/m².
- Piso terminado. 100 kg/m².

b) Carga Viva

Se han considerado para el cálculo del peso de la estructura sobrecargas del orden de 200 Kg/cm² del primer al tercer nivel, 100 Kg/m² en el cuarto nivel (según norma de cargas E-020).

c) Carga de Sismo

Se considerará que las fuerzas horizontales de sismo actúan según las dos direcciones principales en toda la estructura que tiene masas concentradas en el nivel de cada entrepiso. El cálculo de estas fuerzas se realizará de acuerdo a lo especificado en la Norma sismo – resistente vigente NTE - 030 -2016., por lo tanto, se considerará la carga sísmica partir de un análisis dinámico modal espectral.

Para el cálculo de la masa, dato necesario para realizar el análisis dinámico se considerará el 25% de la carga que actúan en la estructura, tal como lo indica la Norma Sismo resistente E-030.

B. Materiales

En el presente proyecto se consideran los siguientes tipos de materiales:

a) Concreto:

Se utilizará una resistencia de 280 Kg. /cm² en todos los elementos estructurales de concreto armado. Por consiguiente, se utilizará un módulo de elasticidad de 2509980.0 Ton/m². (NTE-E.060)

b) Refuerzo de Acero:

El acero utilizado tiene un límite de fluencia $F_y = 4200$ Kg. /cm².

4.2. DISEÑO DE LA PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

4.2.1. Cálculo de los diferentes modelos de interacción suelo estructura

Se calculará las masas y los coeficientes de rigidez para cada caso como son: Barkan, Ilichev, Sargsian y la Norma Rusa, para cada una de las dimensiones de las zapatas.

Con las características de la edificación y suelo de fundación se obtienen las masas y los coeficientes de rigidez para la interacción suelo estructura.

En la interacción suelo-estructura estas seis masas (tres de traslación y tres rotaciones) se incorporan en el centroide de cada zapata, estos valores son los mismos para los cuatro modelos dinámicos de Barkan, Ilichev, Sargsian y la Norma Rusa.

❖ Para zapatas Z1 de 1.80mx1.80m

Tabla 7: Características de las masas de la zapata 1

Mx (Tn.s ² /m)	My (Tn.s ² /m)	Mz (Tn.s ² /m)	M x (Tn.s ² .m)	M y (Tn.s ² .m)	M z (Tn.s ² .m)
0.3614	0.3614	0.6457	0.2145	0.2145	0.1951

Tabla 8: Coeficientes de rigidez para los modelos dinámicos de la Zapata 1

Modelo Dinámico	Kx (Tn/m)	Ky (Tn/m)	Kz (Tn/m)	K x (Tn-m)	K y (Tn-m)	K z (Tn-m)
BARKAN	81547.00	81547.00	99021.36	45174.23	45174.23	0.00
ILICHEV	12042.26	12042.26	4112.59	2161.18	2161.18	0.00
SARGSIAN	1569.40	1569.40	3995.68	1604.50	1604.50	0.00
NORMA RUSA	11723.38	11723.38	16747.69	9043.75	9043.75	9043.75

❖ Para zapatas Z2 de 1.80mx1.50m

Tabla 9: Características de las masas de la zapata 2

Mx (Tn.s ² /m)	My (Tn.s ² /m)	Mz (Tn.s ² /m)	M x (Tn.s ² .m)	M y (Tn.s ² .m)	M z (Tn.s ² .m)
0.2707	0.2707	0.4827	0.1342	0.1342	0.1238

Tabla 10: Coeficientes de rigidez para los modelos dinámicos de la Zapata 2

Modelo Dinámico	Kx (Tn/m)	Ky (Tn/m)	Kz (Tn/m)	K x (Tn-m)	K y (Tn-m)	K z (Tn/m)
BARKAN	66409.15	66409.15	80639.69	24874.74	24874.74	0.00
ILICHEV	10811.50	10811.50	3661.30	1614.93	1614.93	0.00
SARGSIAN	1432.66	1432.66	3647.54	1017.15	1017.15	0.00
NORMA RUSA	10363.70	10363.70	14805.29	5551.98	5551.98	6773.42

❖ **Para zapatas Z3 de 1.60mx1.30m**

Tabla 11: Características de las masas de la zapata 3

Mx (Tn.s ² /m)	My (Tn.s ² /m)	Mz (Tn.s ² /m)	M x (Tn.s ² .m)	M y (Tn.s ² .m)	M z (Tn.s ² .m)
0.1794	0.1794	0.3191	0.0688	0.0688	0.0635

Tabla 12: Coeficientes de rigidez para los modelos dinámicos para la Zapata 3

Modelo Dinámico	Kx (Tn/m)	Ky (Tn/m)	Kz (Tn/m)	K x (Tn-m)	K y (Tn-m)	K z (Tn/m)
BARKAN	54816.68	54816.68	66563.11	15560.39	15560.39	0.00
ILICHEV	9285.19	9285.19	3108.59	1066.71	1066.71	0.00
SARGSIAN	1257.46	1257.46	3201.47	670.56	670.56	0.00
NORMA RUSA	8715.92	8715.92	12451.32	3507.12	3507.12	4409.84

❖ **Para zapatas Z4 de 1.30mx1.60m**

Tabla 13: Características de las masas de la zapata 4

Mx (Tn.s ² /m)	My (Tn.s ² /m)	Mz (Tn.s ² /m)	M x (Tn.s ² .m)	M y (Tn.s ² .m)	M z (Tn.s ² .m)
0.1794	0.1794	0.3191	0.0688	0.0688	0.0635

Tabla 14: Coeficientes de rigidez para los modelos dinámicos para la Zapata 4

Modelo Dinámico	Kx (Tn/m)	Ky (Tn/m)	Kz (Tn/m)	K x (Tn-m)	K y (Tn-m)	K z (Tn/m)
BARKAN	49808.70	49808.70	60481.99	23382.28	23382.28	0.00
ILICHEV	9285.19	9285.19	3108.59	1066.71	1066.71	0.00
SARGSIAN	1257.46	1257.46	3201.47	1015.76	1015.76	0.00
NORMA RUSA	8715.92	8715.92	12451.32	5312.56	5312.56	4409.84

❖ **Para zapatas Z5 de 1.90mx3.10m**

Tabla 15: Características de las masas de la zapata 5

Mx (Tn.s ² /m)	My (Tn.s ² /m)	Mz (Tn.s ² /m)	M x (Tn.s ² .m)	M y (Tn.s ² .m)	M z (Tn.s ² .m)
0.9401	0.9401	1.6914	1.0040	1.0040	1.0357

Tabla 16: Coeficientes de rigidez para los modelos dinámicos para la Zapata 5

Modelo Dinámico	Kx (Tn/m)	Ky (Tn/m)	Kz (Tn/m)	K x (Tn-m)	K y (Tn-m)	K z (Tn/m)
BARKAN	73394.80	73394.80	89122.26	127068.35	127068.35	0.00
ILICHEV	17308.33	17308.33	6089.49	5672.42	5672.42	0.00
SARGSIAN	2116.02	2116.02	5387.36	6416.56	6416.56	0.00
NORMA RUSA	17803.58	17803.58	25433.69	40736.29	40736.29	28019.45

❖ **Para zapatas Z6 de 2.00mx3.20m**

Tabla 17: Características de las masas de la zapata 6

Mx (Tn.s ² /m)	My (Tn.s ² /m)	Mz (Tn.s ² /m)	M x (Tn.s ² .m)	M y (Tn.s ² .m)	M z (Tn.s ² .m)
1.0749	1.0749	1.9360	1.2454	1.2454	1.2756

Tabla 18: Coeficientes de rigidez para los modelos dinámicos para la Zapata 6

Modelo Dinámico	Kx (Tn/m)	Ky (Tn/m)	Kz (Tn/m)	K x (Tn-m)	K y (Tn-m)	K z (Tn/m)
BARKAN	80988.35	80988.35	98343.00	147857.92	147857.92	0.00
ILICHEV	18225.48	18225.48	6440.18	6494.63	6494.63	0.00
SARGSIAN	2205.73	2205.73	5615.76	7127.08	7127.08	0.00
NORMA RUSA	18900.00	18900.00	27000.00	46080.00	46080.00	32040.00

❖ **Para zapatas Z7 de 2.30mx1.35m**

Tabla 19: Características de las masas de la zapata 7

Mx (Tn.s ² /m)	My (Tn.s ² /m)	Mz (Tn.s ² /m)	M x (Tn.s ² .m)	M y (Tn.s ² .m)	M z (Tn.s ² .m)
0.3378	0.3378	0.6032	0.1922	0.1922	0.2002

Tabla 20: Coeficientes de rigidez para los modelos dinámicos para la Zapata 7

Modelo Dinámico	Kx (Tn/m)	Ky (Tn/m)	Kz (Tn/m)	K x (Tn-m)	K y (Tn-m)	K z (Tn/m)
BARKAN	47790.87	47790.87	58031.77	13387.65	13387.65	0.00
ILICHEV	11741.67	11741.67	4001.94	2018.84	2018.84	0.00
SARGSIAN	1536.36	1536.36	3911.55	883.53	883.53	0.00
NORMA RUSA	11388.89	11388.89	16269.85	4941.97	4941.97	9643.27

❖ **Para zapatas Z8 de 2.20mx1.25m**

Tabla 21: Características de las masas de la zapata 8

Mx (Tn.s ² /m)	My (Tn.s ² /m)	Mz (Tn.s ² /m)	M x (Tn.s ² .m)	M y (Tn.s ² .m)	M z (Tn.s ² .m)
0.2786	0.2786	0.4971	0.1407	0.1407	0.1487

Tabla 22: Coeficientes de rigidez para los modelos dinámicos para la Zapata 8

Modelo Dinámico	Kx (Tn/m)	Ky (Tn/m)	Kz (Tn/m)	K x (Tn-m)	K y (Tn-m)	K z (Tn/m)
BARKAN	52855.55	52855.55	64181.73	12687.05	12687.05	0.00
ILICHEV	10928.84	10928.84	3704.12	1662.89	1662.89	0.00
SARGSIAN	1445.87	1445.87	3681.16	712.87	712.87	0.00
NORMA RUSA	10492.18	10492.18	14988.83	3903.34	3903.34	7997.17

❖ **Para zapatas Z9 de 4.30mx1.35m**

Tabla 23: Características de las masas de la zapata 9

Mx (Tn.s ² /m)	My (Tn.s ² /m)	Mz (Tn.s ² /m)	M x (Tn.s ² .m)	M y (Tn.s ² .m)	M z (Tn.s ² .m)
0.9183	0.9183	1.6519	0.9669	0.9669	1.5545

Tabla 24: Coeficientes de rigidez para los modelos dinámicos para la zapata 9

Modelo Dinámico	Kx (Tn/m)	Ky (Tn/m)	Kz (Tn/m)	K x (Tn-m)	K y (Tn-m)	K z (Tn/m)
BARKAN	88181.98	88181.98	107078.12	21396.51	21396.51	0.00
ILICHEV	17153.16	17153.16	6030.32	5539.78	5539.78	0.00
SARGSIAN	2100.69	2100.69	5348.35	1208.06	1208.06	0.00
NORMA RUSA	17619.07	17619.07	25170.10	7645.42	7645.42	42605.64

4.2.2. Análisis Estático

4.2.2.1. Modelación sin considerar la interacción suelo estructura.

Se realizó el análisis estático de la estructura considerando la base empotrada, con el uso de un coeficiente sísmico calculado de acuerdo a la norma técnica E-030, tal como se muestra en la figura 4.4 que se detalla a continuación:

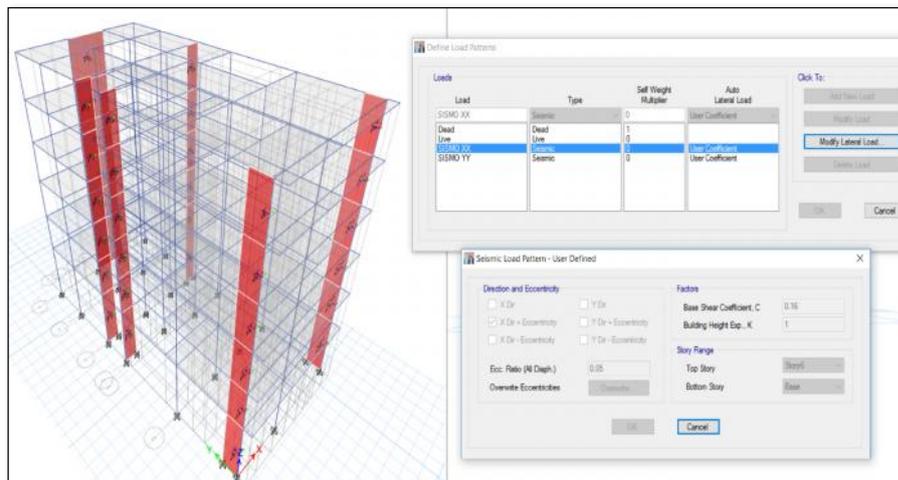


Figura 12: Modelo de la edificación con base empotrada

4.2.2.2. Modelación considerando la interacción suelo estructura.

Se detalla el modelamiento de la estructura considerando la interacción suelo estructura con los diferentes modelos estudiados.

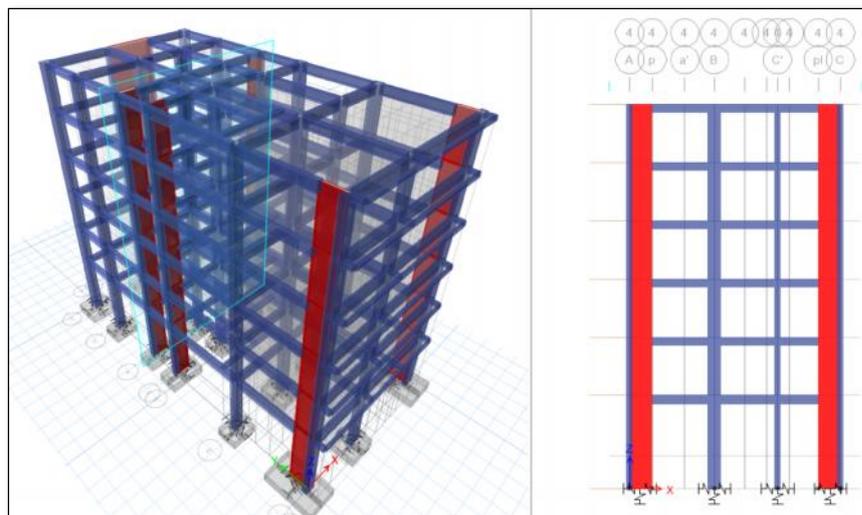


Figura 13: Modelo de la edificación – Interacción suelo-estructura.

El modelo usado para la interacción suelo–estructura es la misma que para el modelo empotrado, solo se incorporan las dimensiones de las zapatas, las masas y los coeficientes de rigidez para cada caso como son: Barkan, Ilichev, Sargsian y la Norma Rusa.

Para cada caso se incorporan estos coeficientes de rigidez, teniendo en cuenta que en el modelo dinámico de la Norma Rusa se incorporan seis coeficientes de rigidez, esto implica que el centroide de cada zapata no tiene restricciones, consecuentemente el centroide de las zapatas en los modelos dinámicos (Barkan, Ilichev y Sargian) tiene una restricción en el giro respecto al eje Z.

4.2.3. Análisis Dinámico

Para el análisis dinámico se considera la función del espectro del suelo. La aceleración espectral a utilizar debe calcularse para cada una de las direcciones horizontales analizadas, se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Donde, para la estructura analizada se tiene:

Factor de Zona (Z) = 0.45

Factor de Uso (U) = 1.00

Factor de Suelo (S) = 1.00

Coefficiente de reducción de Fuerza Sísmica (R) = 7.00 que corresponde a un sistema dual

Aceleración de la gravedad (g) = 9.81

Factor de Amplificación Sísmica (C) el cual está definido por las características del sitio y se define por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 * (T_p/T), C \leq 2.5$$

Dónde:

T_p = Período que define la plataforma del espectro

T = Período

Para nuestro proyecto se desarrolla de la siguiente manera:

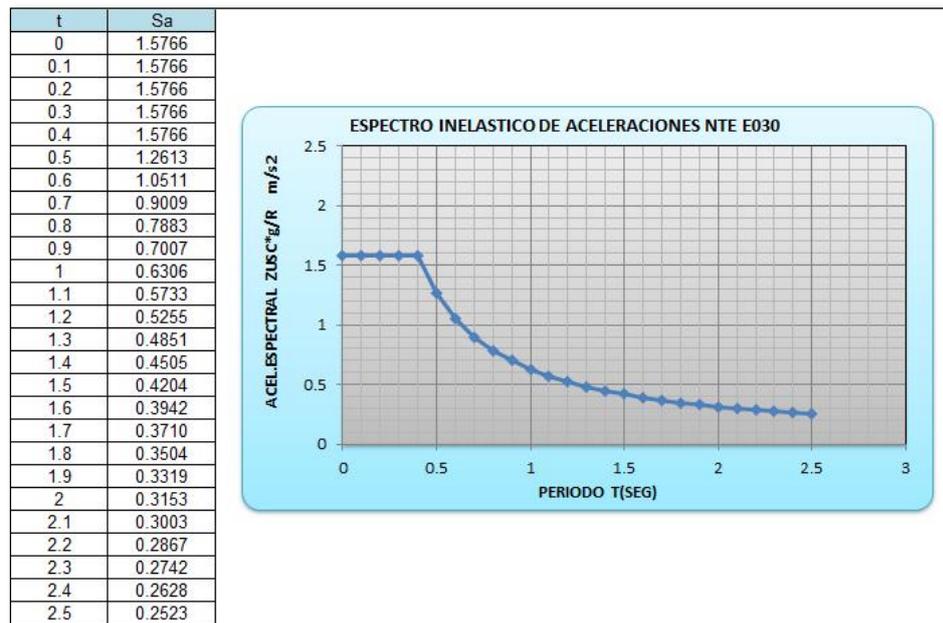


Figura 14: Espectro de diseño

4.2.4. Modelación sin considerar la iteración suelo estructura.

Se realizó el análisis dinámico de la estructura considerando la base empotrada, tal como se muestra en la figura 14 que se detalla a continuación:

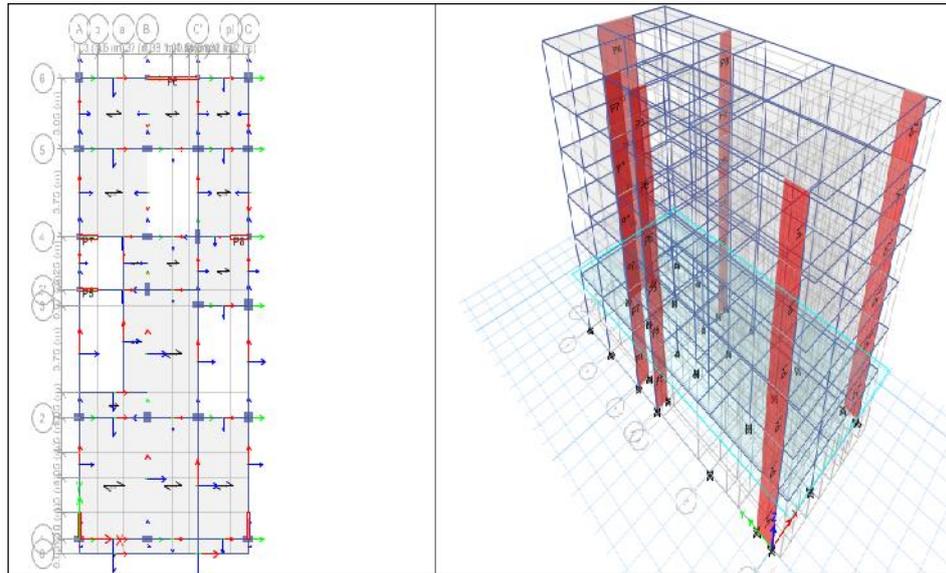


Figura 15: Modelo de la edificación con base empotrada

4.2.5. Análisis Tiempo Historia

Para el análisis tiempo historia se ha usado el acelerogramas del sismo de Moquegua del 23 de Junio del 2001, de la estación Cesar Vizcarra Vargas, se ha trabajado con este sismo debido a que fue el que causo mayor daño en la ciudad de Moquegua y que probablemente se replique en algún momento en la ciudad de Moquegua.

Con el programa Etabs 2015 se calculó el espectro de demanda del sismo de Moquegua del 2001, el cual fue escalado según los alcances de la norma E.030, que corresponde a un perfil de suelo rígido, para el análisis tiempo historia se cargó este acelerograma al programa etabs 2015.

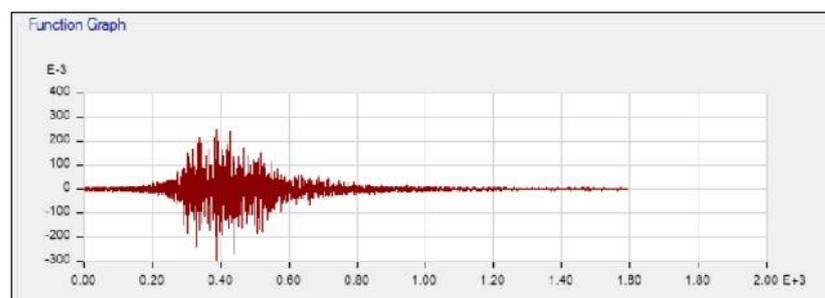


Figura 16: Acelerograma del Sismo de Moquegua 2001 Componente EO

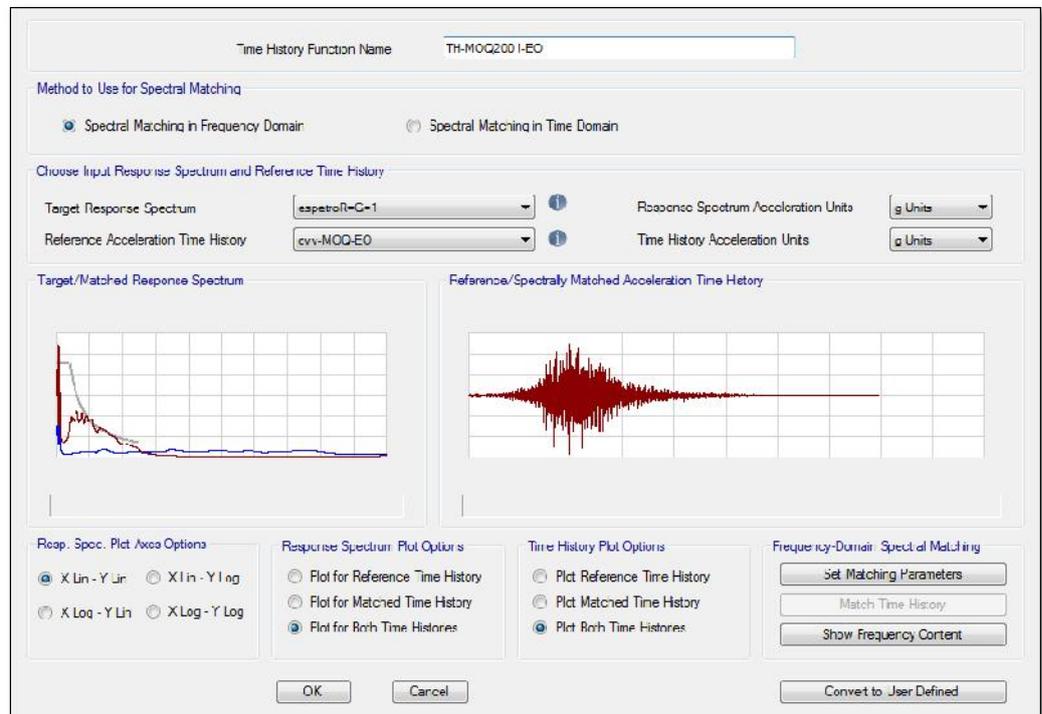


Figura 17: Acelerograma Escalado según Norma E030

Para el análisis no lineal tiempo historia según la norma E-030, deben ocurrir rotulas plásticas a los elementos que componen la estructura, a continuación, se muestra las rotulas generadas en el programa Etabs 2015.

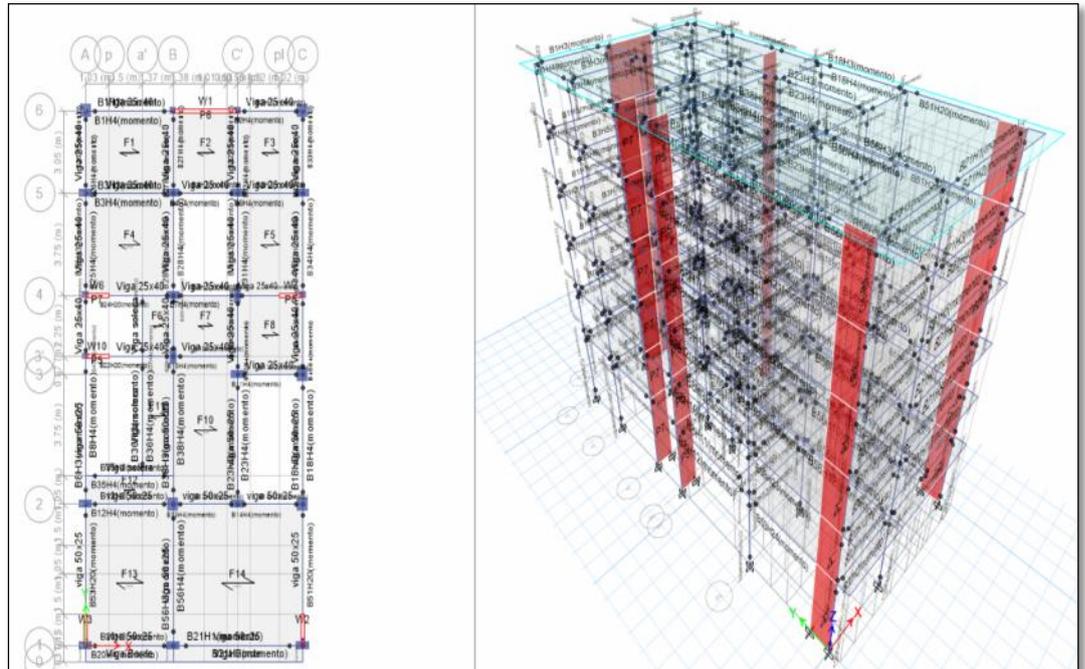


Figura 18: Generación de Rotulas Plásticas en los Elementos estructurales

4.3. PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

4.3.1. Análisis Estático

Tabla 25: periodos de vibración obtenidos

Case	Mode	Empotrado	Barkan	Ilichev	Sargsian	Norma Rusa
		Period sec	Period sec	Period sec	Period sec	Period sec
Modal	1	0.611	0.667	0.954	0.965	0.759
Modal	2	0.595	0.651	0.91	0.935	0.74
Modal	3	0.366	0.521	0.698	0.677	0.599
Modal	4	0.184	0.197	0.236	0.24	0.213
Modal	5	0.18	0.191	0.226	0.231	0.206
Modal	6	0.093	0.114	0.124	0.127	0.122
Modal	7	0.093	0.099	0.105	0.105	0.102
Modal	8	0.091	0.096	0.102	0.103	0.1
Modal	9	0.056	0.059	0.061	0.062	0.06
Modal	10	0.054	0.057	0.059	0.06	0.058
Modal	11	0.041	0.046	0.048	0.051	0.049
Modal	12	0.038	0.039	0.04	0.05	0.04

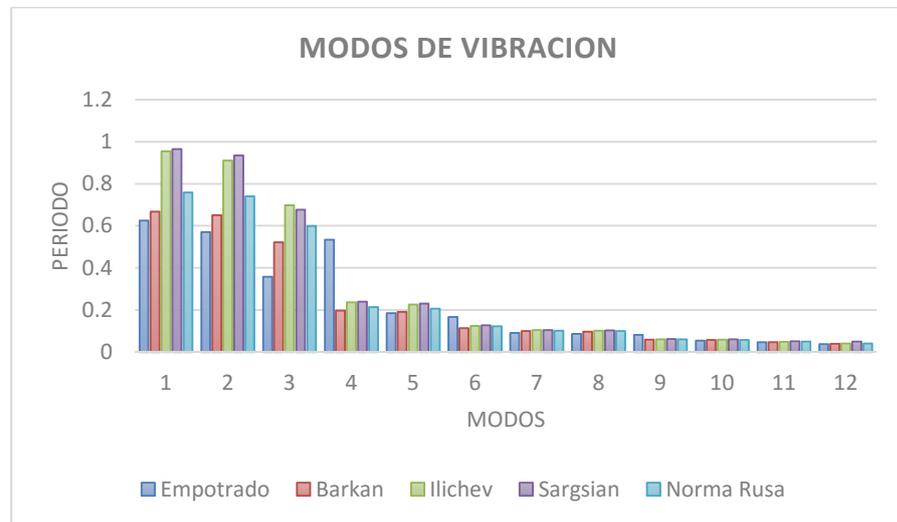


Figura 19: Modos de Vibración análisis estático

Tabla 26: Derivas de entrepiso obtenidos en la dirección x

Story	Load Case/Combo	Empotrado	Barkan	Ilichev	Sargsian	Norma Rusa
		Drift	Drift	Drift	Drift	Drift
Story6	sismo X Max	0.0030765	0.004475	0.011967	0.010316	0.006336
Story5	sismo X Max	0.00475125	0.005029	0.012601	0.011258	0.006947
Story4	sismo X Max	0.0066045	0.006634	0.013384	0.013105	0.007953
Story3	sismo X Max	0.0080955	0.008075	0.014778	0.014868	0.009479
Story2	sismo X Max	0.00945	0.009396	0.017417	0.017649	0.01124
Story1	sismo X Max	0.006678	0.009417	0.023342	0.024271	0.013416

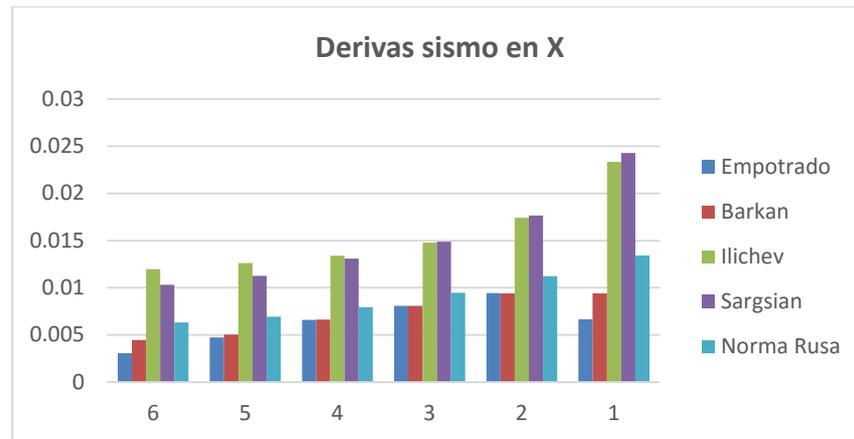


Figura 20: Derivas Sismo X – análisis estático

Tabla 27: Derivas de entrepiso obtenidos en la dirección Y

Story	Load Case/Combo	Empotrado	Barkan	Ilichev	Sargsian	Norma Rusa
		Drift	Drift	Drift	Drift	Drift
6	sismo Y Max	0.0035805	0.003867	0.006891	0.007116	0.004621
5	sismo Y Max	0.00525	0.005547	0.008571	0.008795	0.006279
4	sismo Y Max	0.007035	0.007365	0.010551	0.010785	0.008126
3	sismo Y Max	0.008463	0.008905	0.012655	0.012925	0.009841
2	sismo Y Max	0.009492	0.010241	0.015854	0.016258	0.011762
1	sismo Y Max	0.006174	0.008705	0.022572	0.023126	0.013082

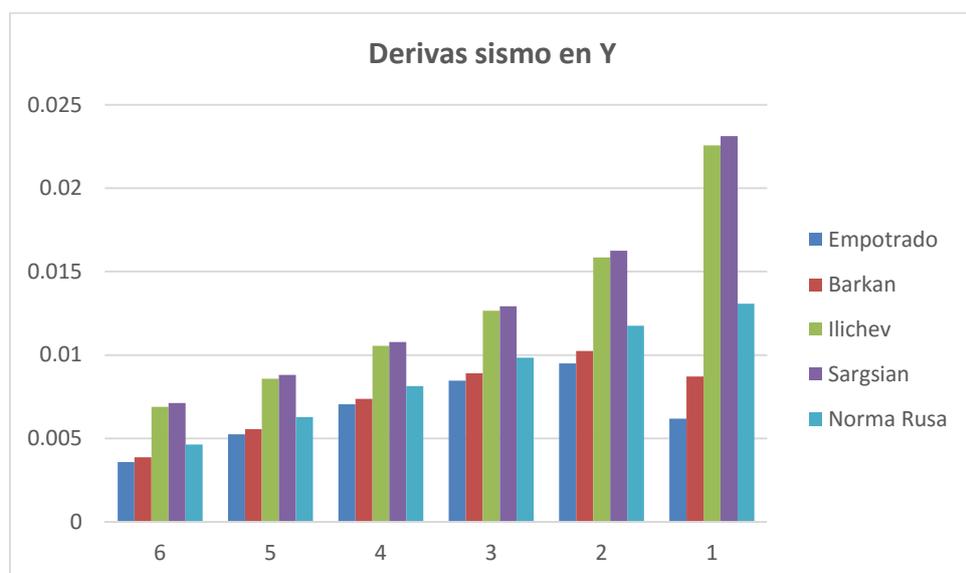


Figura 21: Derivas Sismo Y del análisis estático

Tabla 28: Desplazamientos del análisis estático

Story	Load Case/Combo	Empotrado	Barkan	Ilichev	Sargsian	Norma Rusa
		Despl. Max (m)				
Story6	sismo X Max	0.021615	0.024252	0.053542	0.055376	0.031681
Story5	sismo X Max	0.020102	0.022626	0.048644	0.050473	0.029372
Story4	sismo X Max	0.01768	0.020116	0.042859	0.044688	0.026182
Story3	sismo X Max	0.014329	0.01672	0.036144	0.037969	0.022096
Story2	sismo X Max	0.010236	0.012596	0.028553	0.030357	0.017237
Story1	sismo X Max	0.005471	0.007804	0.019631	0.021344	0.011488
Base	sismo X Max	0	0.00009	0.000513	0.001465	0.000553
Story6	sismo Y Max	0.022445	0.025663	0.046812	0.049062	0.03179
Story5	sismo Y Max	0.02061	0.023679	0.043269	0.045402	0.029469
Story4	sismo Y Max	0.017909	0.020826	0.038861	0.040879	0.026272
Story3	sismo Y Max	0.014291	0.017038	0.033435	0.035333	0.022108
Story2	sismo Y Max	0.009938	0.012458	0.026926	0.028686	0.017054
Story1	sismo Y Max	0.005055	0.007192	0.018773	0.020424	0.011005
Base	sismo Y Max	0	0.000093	0.000522	0.001483	0.000553

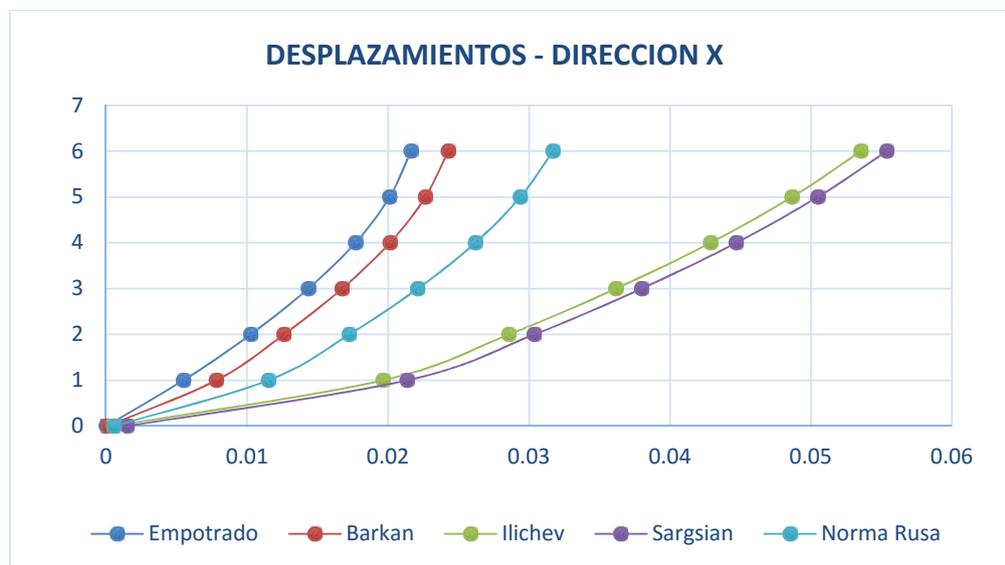


Figura 22: Desplazamiento Sismo X del análisis estático

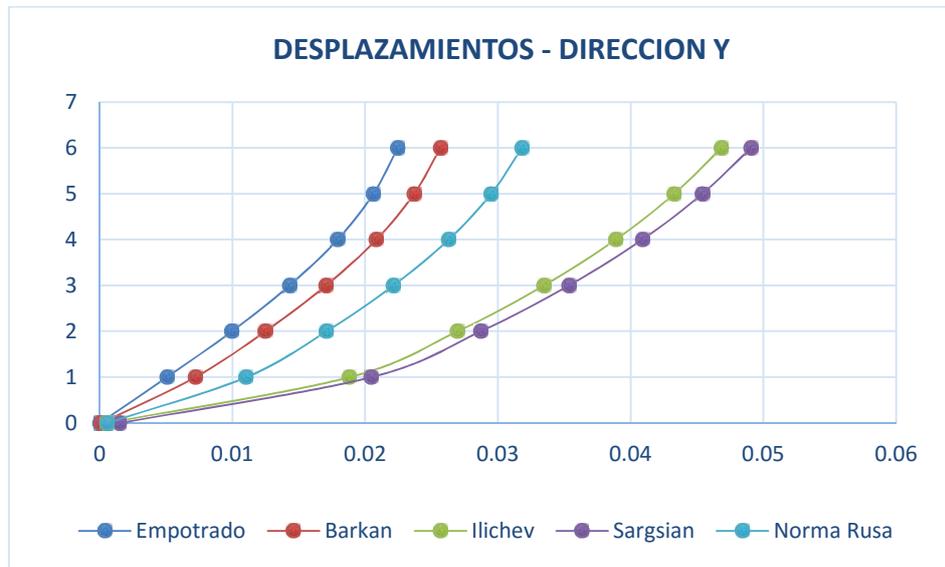


Figura 23: Desplazamiento Sismo Y del análisis estático

Tabla 29: fuerzas internas en columna C11 Análisis Estático Sismo X

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	% variación
			tonf	
C11	empotrado	sismo X Max	11.5322	100%
C11	barkan	sismo X Max	9.1147	79.04%
C11	ilichev	sismo X Max	0.2862	2.48%
C11	sargsian	sismo X Max	0.1739	1.51%
C11	Norma Rusa	sismo X Max	5.4277	47.07%

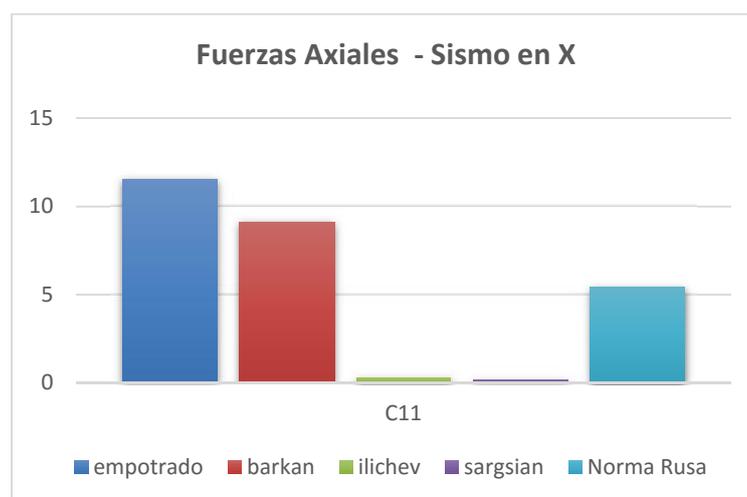


Figura 24: Fuerza axial columna C11 Análisis Estático Sismo X

Tabla 30: fuerza cortante y Momentos en columna C11 Análisis Estático

Sismo X

Elemento	modelo	Load Case/Combo	V2	%	M3	%
			tonf	variación	tonf-m	variación
C11	empotrado	sismo X Max	5.5032	100%	15.6873	100%
C11	barkan	sismo X Max	6.5533	119.08%	16.3055	103.94%
C11	ilichev	sismo X Max	5.993	108.90%	7.4186	47.29%
C11	sargsian	sismo X Max	5.5292	100.47%	5.1192	32.63%
C11	Norma Rusa	sismo X Max	5.8231	105.81%	11.3429	72.31%

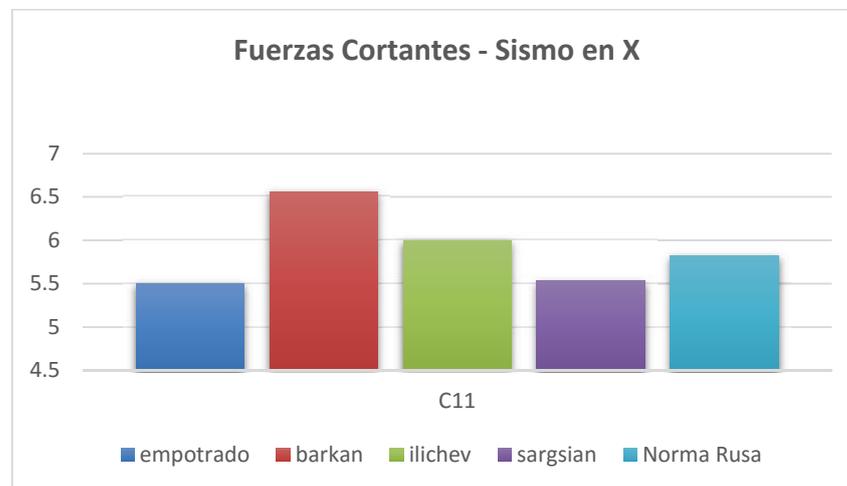


Figura 25: Fuerza Cortante columna C11 Análisis Estático Sismo X

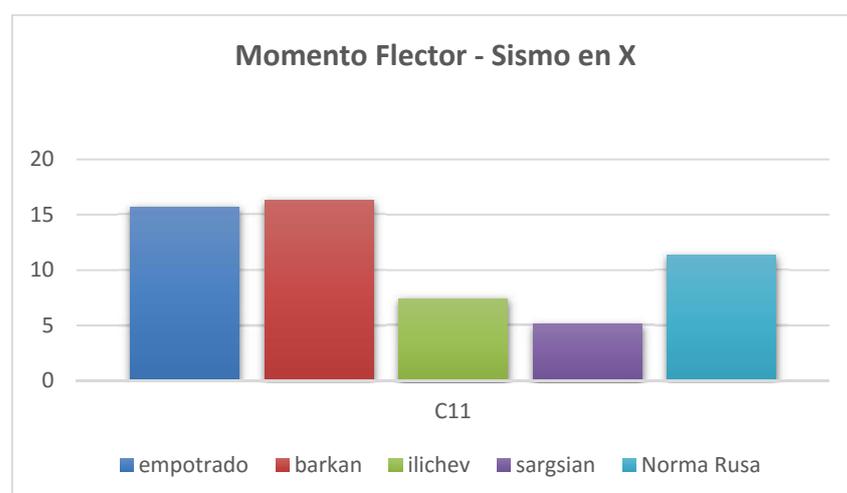


Figura 26: Momentos columna C11 Análisis Estático Sismo X

Tabla 31: fuerzas internas en columna C18 Análisis Estático Sismo Y

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	% variación
			tonf	
C18	empotrado	SISMO YY	11.4863	100%
C18	barkan	SISMO YY	8.8577	77.12%
C18	ilichev	SISMO YY	1.9593	17.06%
C18	sargsian	SISMO YY	2.2954	19.98%
C18	Norma Rusa	SISMO YY	4.6642	40.61%

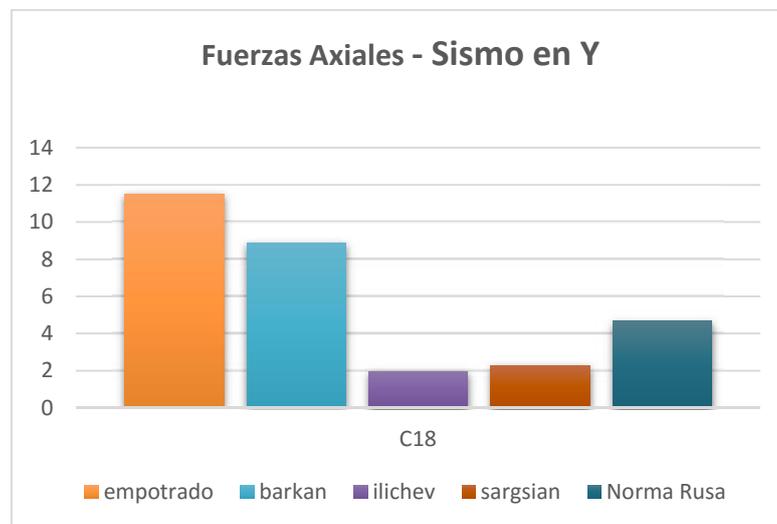


Figura 27: Fuerza axial columna C18 Análisis Estático Sismo Y

Tabla 32: fuerza cortante y Momentos en columna C18 Análisis Estático Sismo Y

Elemento	modelo	Load Case/Combo	V2	% variación	M3	% variación
			tonf		tonf-m	
C18	empotrado	SISMO YY	4.3455	100%	13.3753	100%
C18	barkan	SISMO YY	5.061	116.47%	13.6889	102.34%
C18	ilichev	SISMO YY	5.2237	120.21%	4.9255	36.83%
C18	sargsian	SISMO YY	5.3604	123.36%	4.8776	36.47%
C18	Norma Rusa	SISMO YY	4.8225	110.98%	10.0529	75.16%



Figura 28: Fuerza Cortante columna C18 Análisis Estático Sismo Y

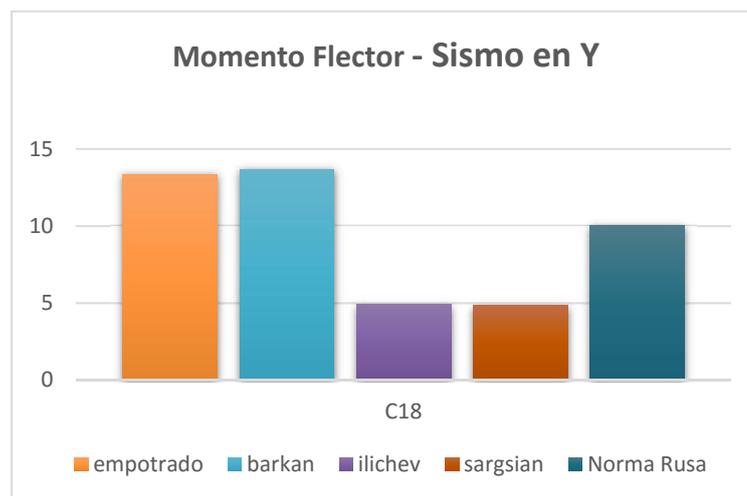


Figura 29: Momentos columna C18 Análisis Estático Sismo Y

Tabla 33: fuerzas internas en columna C16 Análisis Estático Sismo X

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	%
			tonf	variación
C16	empotrado	sismo X Max	9.5676	100%
C16	barkan	sismo X Max	10.2214	106.83%
C16	ilichev	sismo X Max	7.4214	77.57%
C16	sargsian	sismo X Max	6.8157	71.24%
C16	Norma Rusa	sismo X Max	8.8801	92.81%



Figura 30: Fuerza axial columna C16 Análisis Estático Sismo X

Tabla 34: fuerza cortante y Momentos en columna C16 Análisis Estático Sismo X

Elemento	modelo	Load Case/Combo	V2	%	M3	%
			tonf	variación	tonf-m	variación
C16	empotrado	sismo X Max	0.239	100%	0.6397	100%
C16	barkan	sismo X Max	0.0806	33.72%	0.1929	30.15%
C16	ilichev	sismo X Max	0.1009	42.22%	0.1584	24.76%
C16	sargsian	sismo X Max	0.1263	52.85%	0.1372	21.45%
C16	Norma Rusa	sismo X Max	0.0755	31.59%	0.1609	25.15%

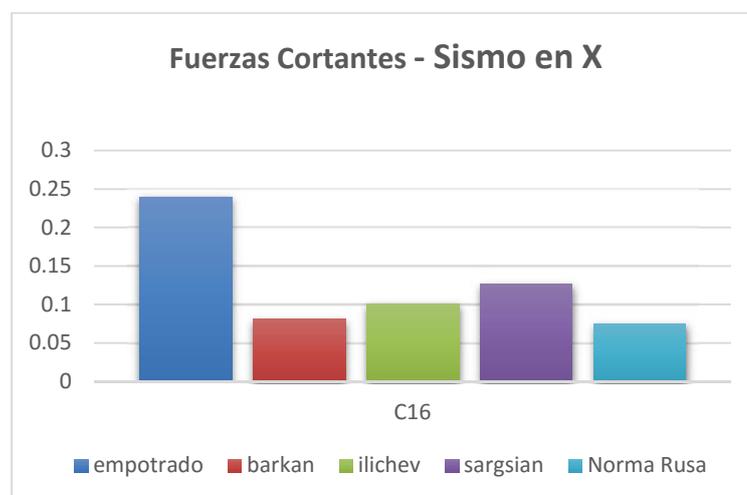


Figura 31: Fuerza Cortante columna C16 Análisis Estático Sismo X

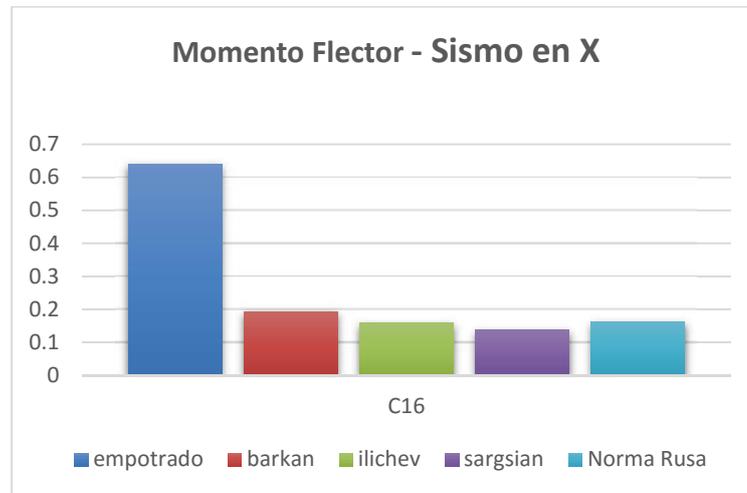


Figura 32: Momentos columna C16 Análisis Estático Sismo X

Tabla 35: fuerzas internas en Placa P-6 Análisis Estático Sismo Y

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	% variación
			tonf	
P6	empotrado	SISMO YY	24.9872	100%
P6	barkan	SISMO YY	23.9974	96.04%
P6	ilichev	SISMO YY	20.4932	82.01%
P6	sargsian	SISMO YY	18.8998	75.64%
P6	Norma Rusa	SISMO YY	22.4844	89.98%

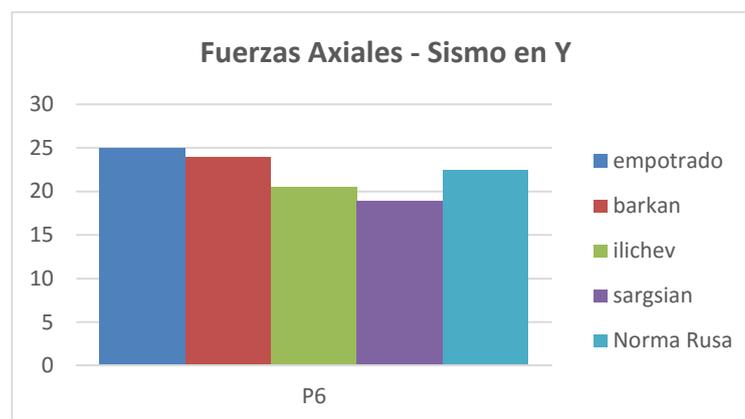


Figura 33: Fuerza axial Placa P-6– Sismo Y

Tabla 36: fuerza cortante y Momentos Placa P-6 Análisis Estático Sismo Y

Elemento	modelo	Load Case/Combo	V2	% variación	M3	% variación
			tonf		tonf-m	
P6	empotrado	SISMO YY	2.069	100%	5.7296	100%
P6	barkan	SISMO YY	0.1995	9.64%	0.2843	4.96%
P6	ilichev	SISMO YY	1.1774	56.91%	1.0889	19.00%
P6	sargsian	SISMO YY	2.2357	108.06%	2.1879	38.19%
P6	Norma Rusa	SISMO YY	0.5113	24.71%	0.5017	8.76%



Figura 34: Fuerza Cortante Placa P-6 Análisis Estático Sismo Y

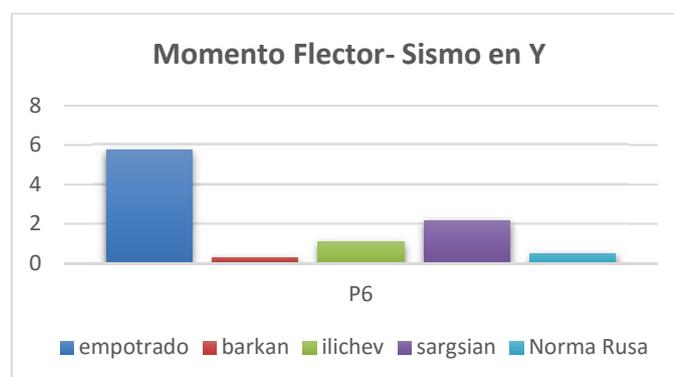


Figura 35: Momentos Placa P-6 Análisis Estático Sismo Y

Tabla 37: fuerzas internas en Placa P-6 Análisis Estático Sismo X

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	% variación
			tonf	
P6	empotrado	sismo X Max	6.4584	100%
P6	barkan	sismo X Max	8.9551	138.66%
P6	ilichev	sismo X Max	1.4106	21.84%
P6	sargsian	sismo X Max	2.7061	41.90%
P6	Norma Rusa	sismo X Max	5.7441	88.94%

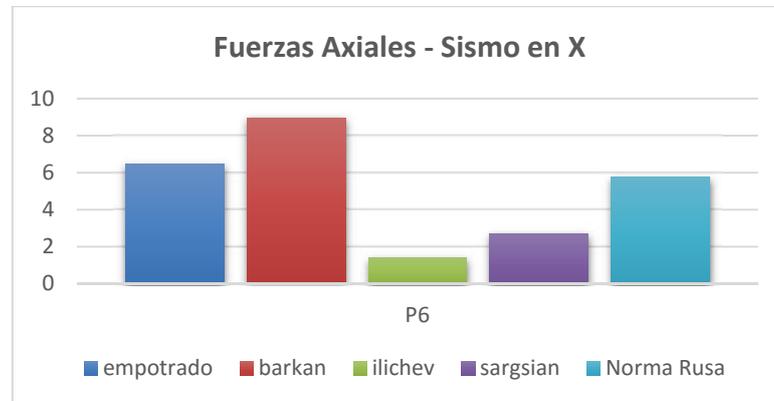


Figura 36: Fuerza axial Placa P-6 Análisis Estático Sismo X

Tabla 38: fuerza cortante y Momentos Análisis Estático Sismo X

Elemento	modelo	Load Case/Combo	V2	% variación	M3	% variación
			tonf		tonf-m	
P6	empotrado	sismo X Max	30.4018	100%	156.8588	100%
P6	barkan	sismo X Max	20.9828	69.02%	36.4212	23.22%
P6	ilichev	sismo X Max	34.7773	114.39%	43.7709	27.90%
P6	sargsian	sismo X Max	34.2644	112.71%	35.7987	22.82%
P6	Norma Rusa	sismo X Max	30.1287	99.10%	37.9444	24.19%



Figura 37: Fuerza Cortante Placa P-6 Análisis Estático Sismo X

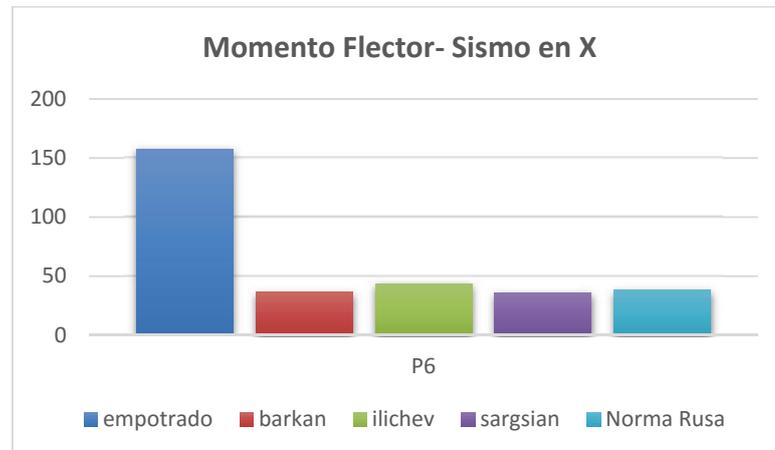


Figura 38: Momentos Placa P-6 Análisis Estático Sismo X

4.3.2. Análisis Dinámico

Se realiza un resumen de los resultados obtenidos en ambos modelos de estudio.

Tabla 39: periodos de vibración obtenidos Dinámico base empotrada

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec
Modal	1	0.611	1.636	10.2767
Modal	2	0.595	1.682	10.5674
Modal	3	0.366	2.732	17.1671
Modal	4	0.184	5.438	34.1693
Modal	5	0.18	5.568	34.9871
Modal	6	0.093	10.713	67.313
Modal	7	0.093	10.752	67.557
Modal	8	0.091	10.999	69.109
Modal	9	0.056	17.769	111.6454
Modal	10	0.054	18.488	116.1619
Modal	11	0.041	24.304	152.7086
Modal	12	0.038	26.458	166.2423

Tabla 40: periodos de vibración obtenidos Análisis Dinámico

		Empotrado	Barkan	Ilichev	Sargsian	Norma Rusa
Case	Mode	Period sec	Period sec	Period sec	Period sec	Period sec
Modal	1	0.611	0.667	0.954	1.009	0.759
Modal	2	0.595	0.651	0.91	0.972	0.74
Modal	3	0.366	0.521	0.698	0.713	0.599
Modal	4	0.184	0.197	0.236	0.247	0.213
Modal	5	0.18	0.191	0.226	0.238	0.206
Modal	6	0.093	0.114	0.123	0.136	0.122
Modal	7	0.093	0.099	0.105	0.108	0.102
Modal	8	0.091	0.096	0.102	0.104	0.1
Modal	9	0.056	0.059	0.061	0.064	0.06
Modal	10	0.054	0.056	0.059	0.063	0.058
Modal	11	0.041	0.046	0.047	0.056	0.049
Modal	12	0.038	0.039	0.04	0.048	0.04

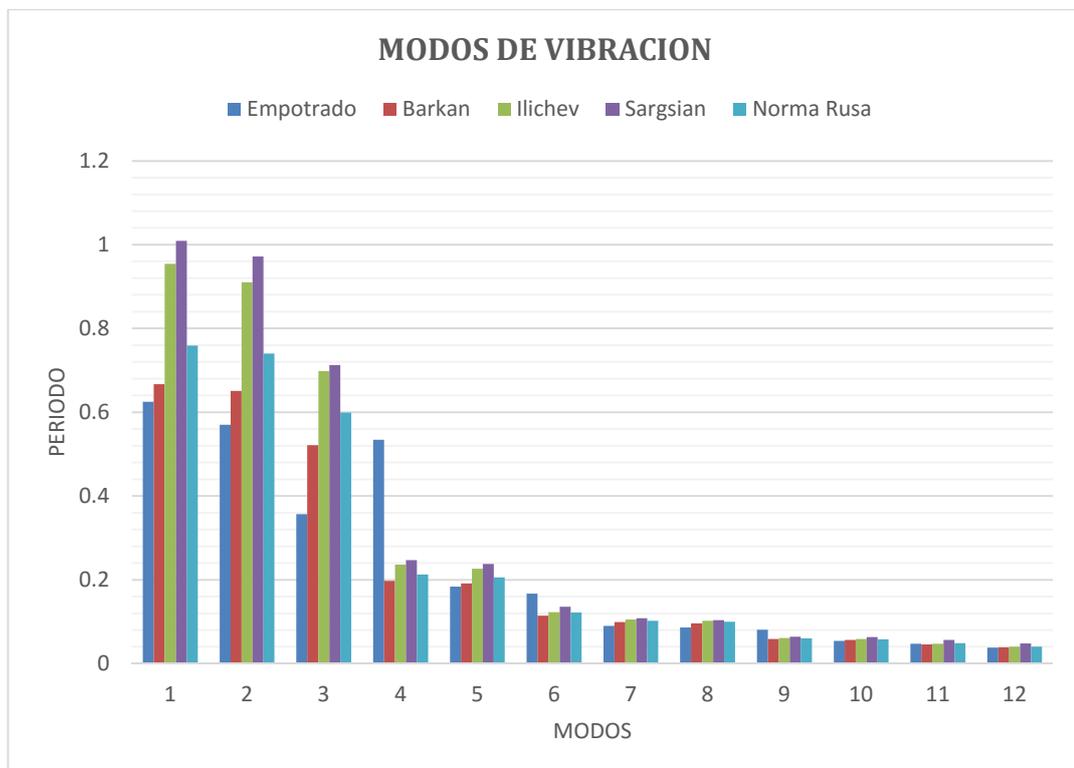


Figura 39: Modos de Vibración Análisis dinámico

Tabla 41: Derivas en la Dirección X - Análisis dinámico

Story	Load Case/Combo	Empotrado	Barkan	Ilichev	Sargsian	Norma Rusa
		Drift	Drift	Drift	Drift	Drift
Story6	sismo X Max	0.002529	0.002529	0.0043	0.004244	0.002924
Story5	sismo X Max	0.003726	0.003694	0.005184	0.00508	0.003994
Story4	sismo X Max	0.004936	0.004893	0.006113	0.005954	0.005109
Story3	sismo X Max	0.005906	0.005937	0.007027	0.006823	0.006133
Story2	sismo X Max	0.006725	0.006938	0.008452	0.008239	0.007339
Story1	sismo X Max	0.004645	0.006676	0.011439	0.011417	0.00844

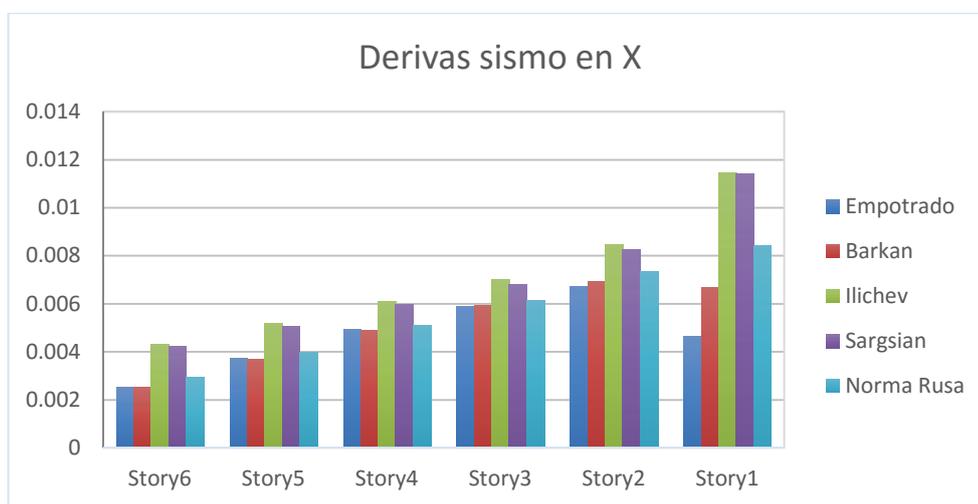


Figura 40: Derivas Sismo X - Análisis dinámico

Tabla 42: Derivas en la Dirección Y Análisis Dinámico

Story	Load Case/Combo	Empotrado	Barkan	Ilichev	Sargsian	Norma Rusa
		Drift	Drift	Drift	Drift	Drift
6	sismo Y Max	0.002131	0.002169	0.002822	0.002748	0.002309
5	sismo Y Max	0.003065	0.003049	0.003483	0.003376	0.003101
4	sismo Y Max	0.004054	0.004008	0.004278	0.004143	0.003997
3	sismo Y Max	0.004862	0.004853	0.005165	0.005021	0.004864
2	sismo Y Max	0.005459	0.00563	0.006551	0.006454	0.005882
1	sismo Y Max	0.003532	0.004839	0.00929	0.009348	0.006447

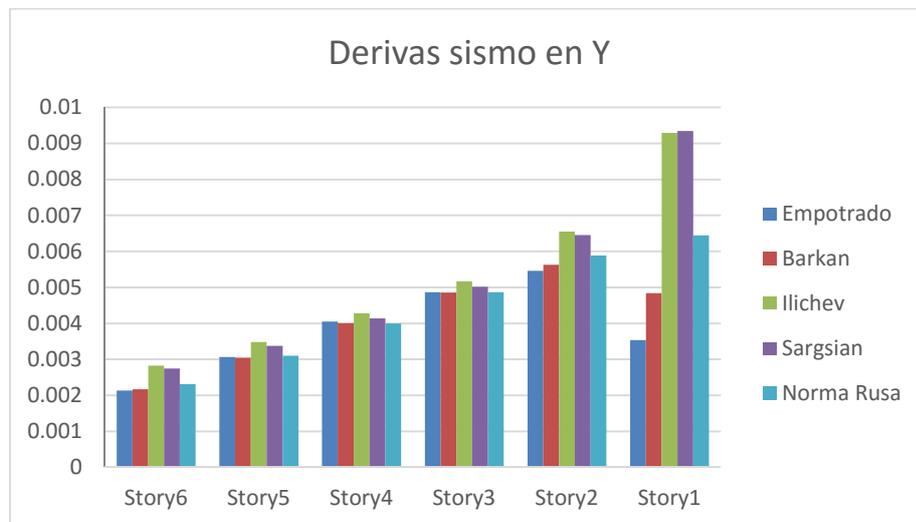


Figura 41: Derivas Sismo Y - Análisis dinámico

Tabla 43: Desplazamientos Obtenidos Análisis Dinámico

Story	Load Case/Combo	Empotrado	Barkan	Ilichev	Sargsian	Norma Rusa
		Despl. Max (m)				
Story6	sismo X Max	0.015434	0.017277	0.025001	0.025763	0.019854
Story5	sismo X Max	0.014251	0.01607	0.022865	0.023657	0.018432
Story4	sismo X Max	0.012468	0.014288	0.02031	0.021159	0.016489
Story3	sismo X Max	0.010062	0.011894	0.017289	0.018223	0.01398
Story2	sismo X Max	0.007147	0.008957	0.013786	0.014826	0.010937
Story1	sismo X Max	0.003804	0.005503	0.009542	0.010688	0.007271
Base	sismo X Max	0	0.000042	0.000183	0.001389	0.00036
Story6	sismo Y Max	0.012805	0.013999	0.019147	0.020219	0.015775
Story5	sismo Y Max	0.011759	0.012928	0.017728	0.018839	0.014626
Story4	sismo Y Max	0.010233	0.011408	0.015979	0.017147	0.013077
Story3	sismo Y Max	0.008183	0.009383	0.013816	0.015057	0.011059
Story2	sismo Y Max	0.005698	0.006904	0.011181	0.012499	0.008576
Story1	sismo Y Max	0.002893	0.004012	0.007818	0.009188	0.005556
Base	sismo Y Max	0	0.000049	0.000209	0.001539	0.000276



Figura 42: Desplazamientos Sismo X - Análisis dinámico

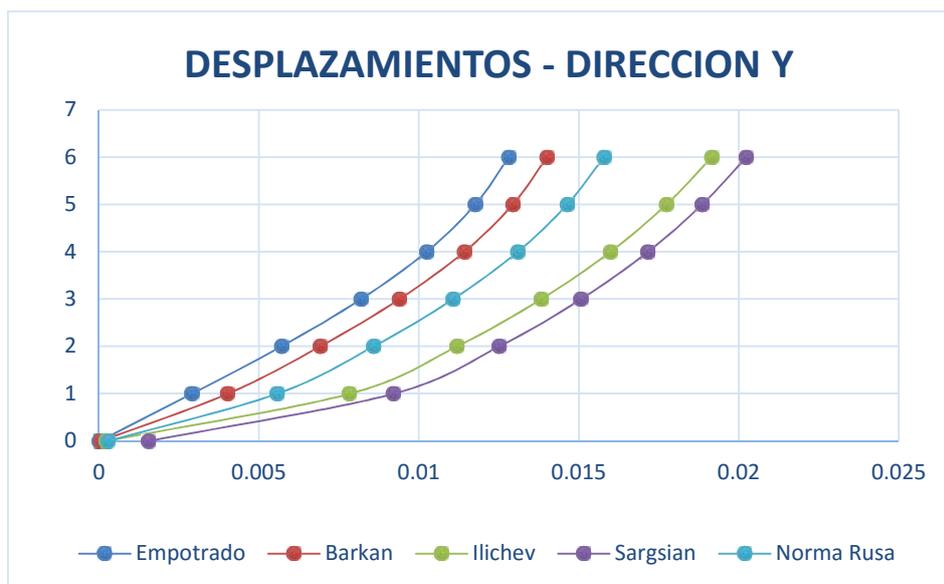


Figura 43: Desplazamientos Sismo Y - Análisis dinámico

Tabla 44: fuerzas internas en columna C11 Análisis Dinámico Sismo X

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	% variación
			tonf	
C11	empotrado	sismo X Max	8.7168	100%
C11	barkan	sismo X Max	7.3238	84.02%
C11	ilchev	sismo X Max	1.3396	15.37%
C11	sargsian	sismo X Max	1.0941	12.55%
C11	Norma Rusa	sismo X Max	4.3052	49.39%

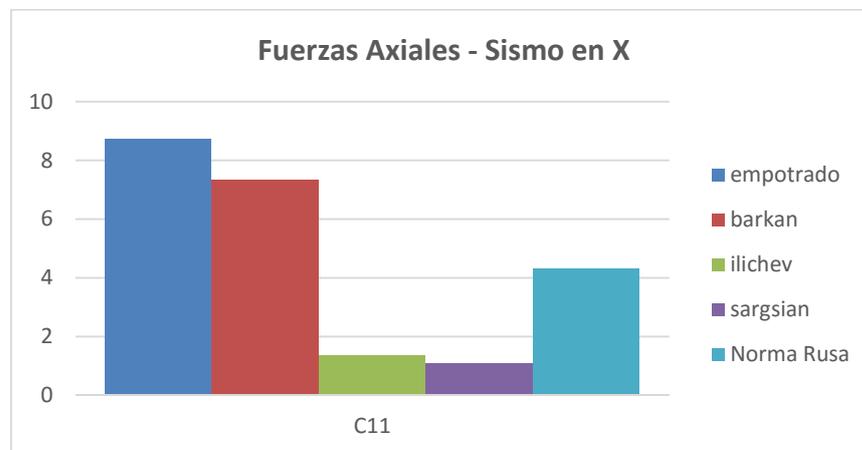


Figura 44: Fuerzas axiales C11 - Análisis dinámico – Sismo X

Tabla 45: Fuerza Cortante y Momento Flector Columna C11 Análisis Dinámico
Sismo X

Elemento	modelo	Load Case/Combo	V2	%	M3	%
			tonf	variación	tonf-m	variación
C11	empotrado	sismo X Max	3.829	100%	10.9102	100%
C11	barkan	sismo X Max	4.6595	121.69%	11.5732	106.08%
C11	ilichev	sismo X Max	3.1086	81.19%	3.6823	33.75%
C11	sargsian	sismo X Max	2.7279	71.24%	2.431	22.28%
C11	Norma Rusa	sismo X Max	3.7008	96.65%	7.159	65.62%

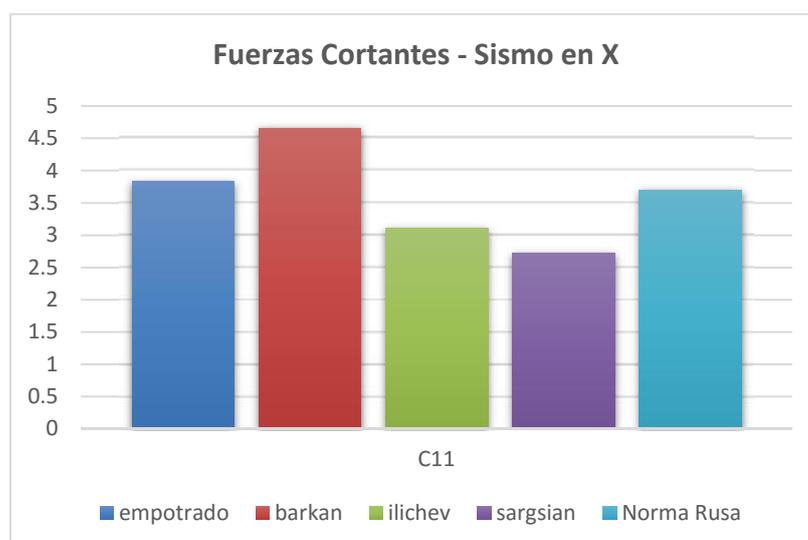


Figura 45: Fuerzas Cortante C11 - Análisis dinámico – Sismo X

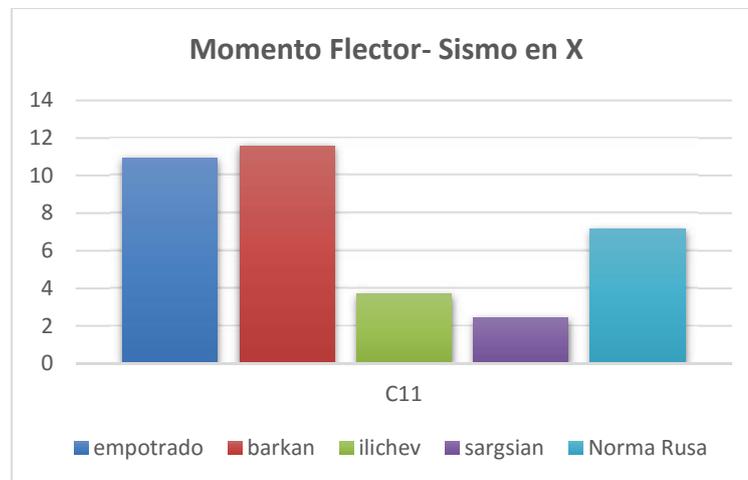


Figura 46: Momentos C11 - Análisis dinámico – Sismo X

Tabla 46: fuerzas internas en columna C18 Análisis Dinámico Sismo Y

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	% variación
			tonf	
C18	empotrado	sismo Y Max	6.5747	100%
C18	barkan	sismo Y Max	4.5468	69.16%
C18	ilichev	sismo Y Max	0.8558	13.02%
C18	sargsian	sismo Y Max	0.8501	12.93%
C18	Norma Rusa	sismo Y Max	2.1545	32.77%

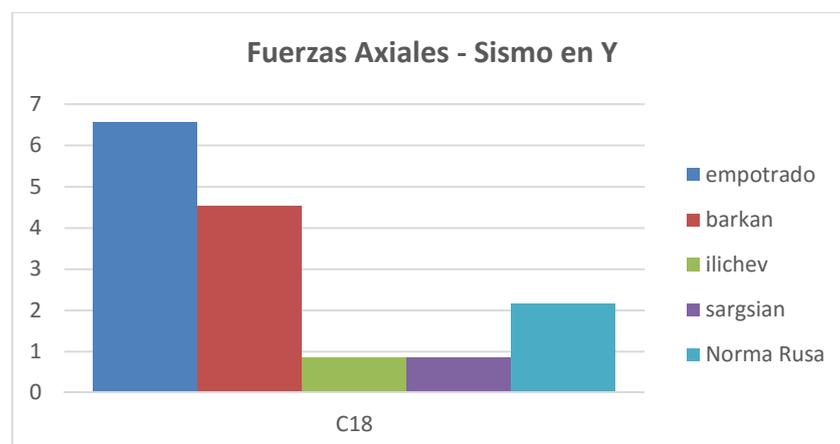


Figura 47: Fuerzas axiales C18 - Análisis dinámico – Sismo Y

Tabla 47: Fuerza Cortante y Momento Flector Columna C18 Análisis Dinámico
Sismo Y

Elemento	modelo	Load Case/Combo	V2	% variación	M3	% variación
			tonf		tonf- m	
C18	empotrado	sismo Y Max	2.4838	100%	7.6292	100%
C18	barkan	sismo Y Max	2.7635	111.26%	7.4398	97.52%
C18	ilichev	sismo Y Max	2.1394	86.13%	1.9924	26.12%
C18	sargsian	sismo Y Max	2.1499	86.56%	1.9227	25.20%
C18	Norma Rusa	sismo Y Max	2.3786	95.76%	4.9198	64.49%



Figura 48: Fuerzas Cortante C18 - Análisis dinámico -- Sismo Y

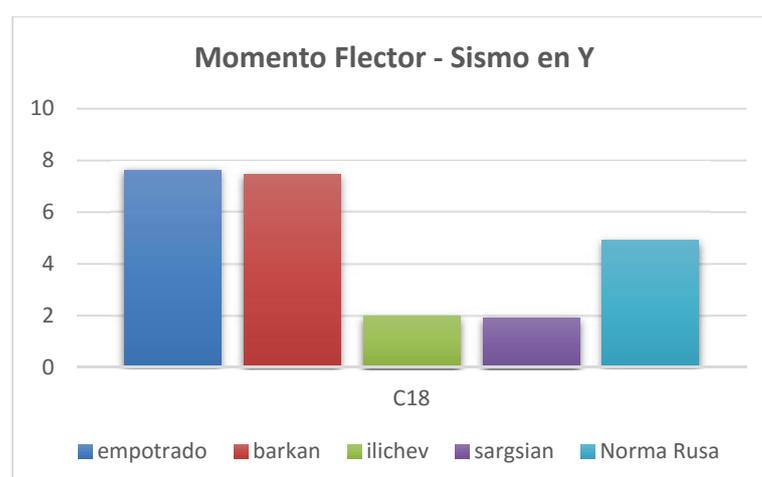


Figura 49: Momentos C18 - Análisis dinámico -- Sismo Y

Tabla 48: fuerzas internas en columna C16 Análisis Dinámico Sismo X

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	% variacion
			tonf	
C16	empotrado	sismo X Max	5.9527	100%
C16	barkan	sismo X Max	6.0929	102.36%
C16	ilichev	sismo X Max	3.0356	51.00%
C16	sargsian	sismo X Max	2.9424	49.43%
C16	Norma Rusa	sismo X Max	4.7491	79.78%

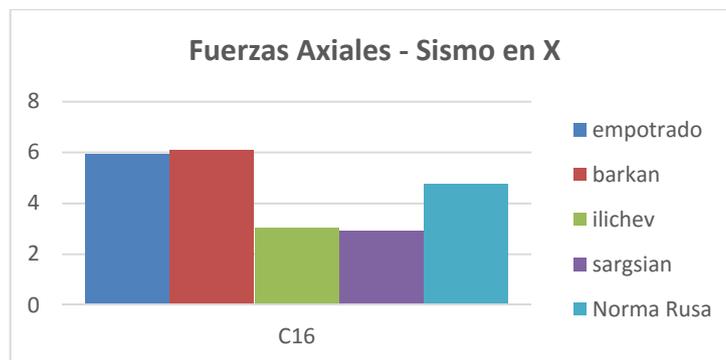


Figura 50: Fuerzas axiales C16 - Análisis dinámico – Sismo Y

Tabla 49: Fuerza Cortante y Momento Flector Columna C16 Análisis Dinámico Sismo X

Elemento	modelo	Load Case/Combo	V2	%	M3	%
			tonf	variación	tonf-m	variación
C16	empotrado	sismo X Max	0.3242	100%	6.6295	100%
C16	barkan	sismo X Max	0.4433	136.74%	7.8907	119.02%
C16	ilichev	sismo X Max	0.3848	118.69%	3.6562	55.15%
C16	sargsian	sismo X Max	0.2961	91.33%	0.3652	5.51%
C16	Norma Rusa	sismo X Max	0.4365	134.64%	0.1658	2.50%

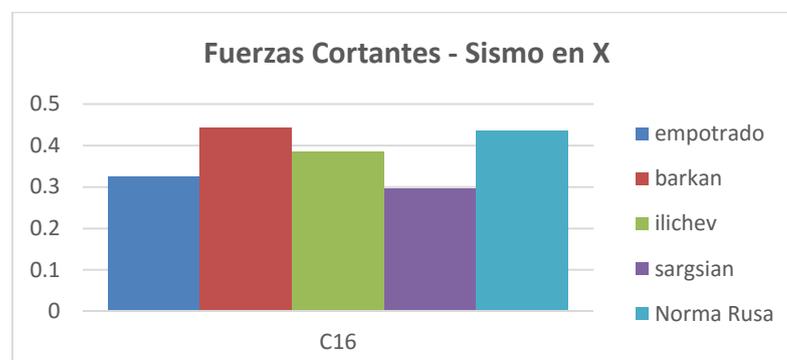


Figura 51: Fuerzas Cortante C16 - Análisis dinámico Sismo X

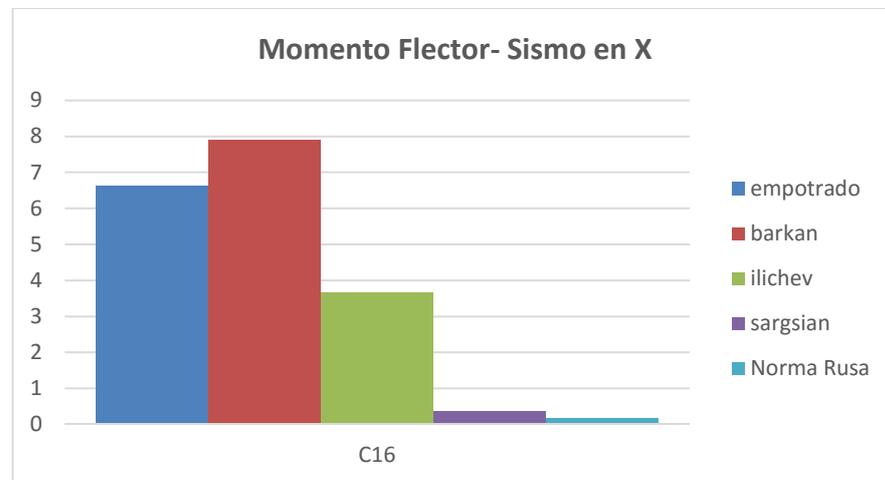


Figura 52: Momentos C16 - Análisis dinámico Sismo X

Tabla 50: fuerzas internas en placa P6 – Sismo X

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	% variacion
			tonf	
P6	empotrado	sismo X Max	5.6207	100%
P6	barkan	sismo X Max	5.3701	95.54%
P6	ilichev	sismo X Max	1.2214	21.73%
P6	sargsian	sismo X Max	0.9368	16.67%
P6	Norma Rusa	sismo X Max	2.8905	51.43%

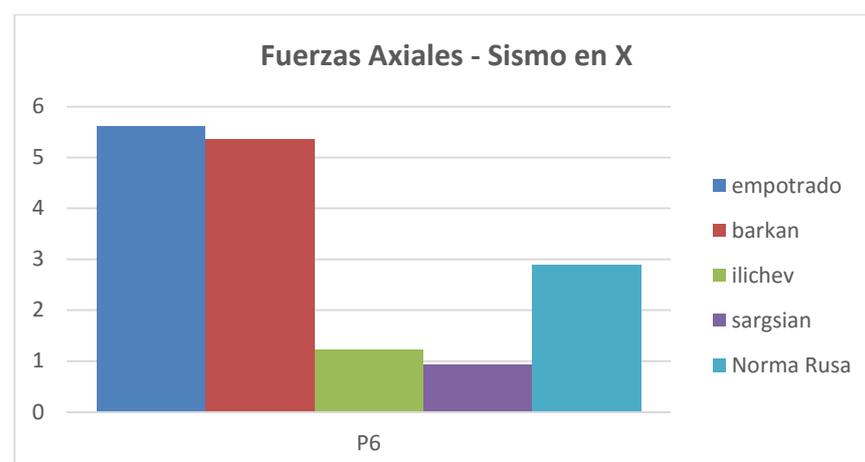


Figura 53: Fuerzas axiales P6 - Análisis dinámico – Sismo X

Tabla 51: Fuerza Cortante y Momento Flector placa P6 – Sismo X

Elemento	modelo	Load Case/Combo	V2	%	M3	%
			tonf	variación	tonf-m	variación
P6	empotrado	sismo X Max	29.5755	100%	132.6746	100%
P6	barkan	sismo X Max	10.4015	35.17%	18.0363	13.59%
P6	ilichev	sismo X Max	10.2158	34.54%	12.5038	9.42%
P6	sargsian	sismo X Max	10.4095	35.20%	10.852	8.18%
P6	Norma Rusa	sismo X Max	12.0126	40.62%	14.9182	11.24%



Figura 54: Fuerzas Cortante P6 - Análisis dinámico – Sismo X

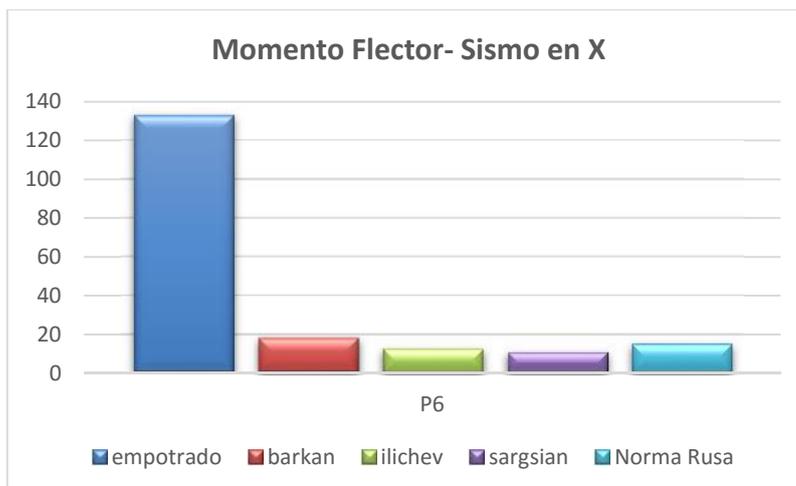


Figura 55: Momentos P6 - Análisis dinámico – Sismo X

Tabla 52: fuerzas internas en placa P6 – Sismo Y

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	%
			tonf	variación
P6	empotrado	sismo Y Max	13.4531	100%
P6	barkan	sismo Y Max	11.6772	86.80%
P6	ilichev	sismo Y Max	7.7043	57.27%
P6	sargsian	sismo Y Max	6.9687	51.80%
P6	Norma Rusa	sismo Y Max	9.9033	73.61%



Figura 56: Fuerzas axiales P6 - Análisis dinámico – Sismo Y

Tabla 53: Fuerza Cortante y Momento Flector placa P6 – Sismo Y

Elemento	modelo	Load Case/Combo	V2	%	M3	%
			tonf	variación	tonf-m	variación
P6	empotrado	sismo Y Max	2.8028	100%	12.3089	100%
P6	barkan	sismo Y Max	2.0528	73.24%	3.7699	30.63%
P6	ilichev	sismo Y Max	3.5709	127.40%	4.4094	35.82%
P6	sargsian	sismo Y Max	3.093	110.35%	3.2282	26.23%
P6	Norma Rusa	sismo Y Max	3.1394	112.01%	4.0381	32.81%

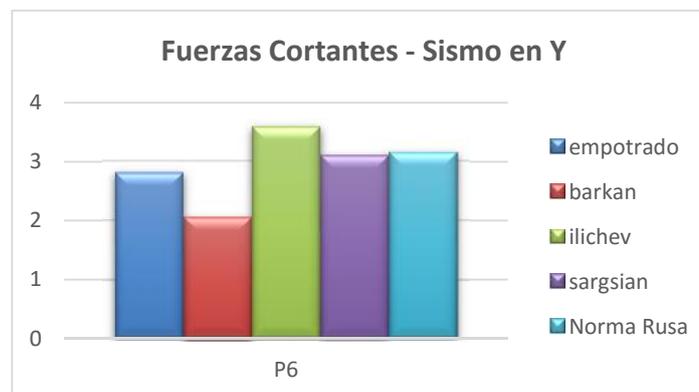


Figura 57: Fuerzas Cortante P6 - Análisis dinámico – Sismo Y



Figura 58: Momentos P6 - Análisis dinámico – Sismo Y

4.3.3. Presentación de los Resultados Obtenidos Análisis Tiempo Historia

4.3.3.1. Periodos de Vibración

Los periodos de vibración del análisis tiempo Historia son los mismos a los periodos obtenidos en el análisis dinámico, tratándose de la misma estructura, debido a que el análisis modal depende de las masas y rigideces de la estructura; al cambiar la carga horizontal no influye en el análisis modal de la estructura.

Tabla 54: periodos de vibración obtenidos

		Empotrado	Barkan	Illichev	Sargsian	Norma Rusa
Case	Modo	Periodo (s)				
Modal	1	0.625	0.667	0.954	1.009	0.759
Modal	2	0.57	0.651	0.91	0.972	0.74
Modal	3	0.357	0.521	0.698	0.713	0.599
Modal	4	0.534	0.197	0.236	0.247	0.213
Modal	5	0.184	0.191	0.226	0.238	0.206
Modal	6	0.167	0.114	0.123	0.136	0.122
Modal	7	0.09	0.099	0.105	0.108	0.102
Modal	8	0.086	0.096	0.102	0.104	0.1
Modal	9	0.081	0.059	0.061	0.064	0.06
Modal	10	0.054	0.056	0.059	0.063	0.058
Modal	11	0.047	0.046	0.047	0.056	0.049
Modal	12	0.038	0.039	0.04	0.048	0.04

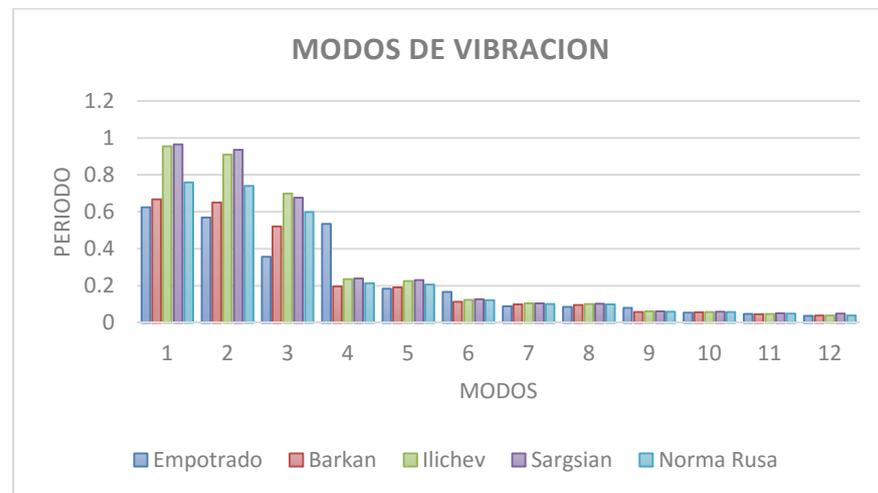


Figura 59: Modos de Vibración análisis tiempo historia

4.3.3.2. Derivas y Desplazamientos

Debido a que se analiza una señal sísmica real, no es necesario realizar la corrección de $0.75 \cdot R$.

Tabla 55: Derivas de entrepiso en la dirección x del Análisis Tiempo Historia

Story	Load Case/Combo	Empotrado	Barkan	Ilichev	Sargsian	Norma Rusa
		Drift	Drift	Drift	Drift	Drift
Story6	NOLineal TH-X	0.000026	0.000025	0.000038	0.000042	0.000034
Story5	NOLineal TH-X	0.00004	0.000039	0.000045	0.00005	0.000044
Story4	NOLineal TH-X	0.000055	0.000054	0.000055	0.000058	0.000056
Story3	NOLineal TH-X	0.000067	0.000067	0.000064	0.000066	0.000067
Story2	NOLineal TH-X	0.000078	0.00008	0.000078	0.000077	0.000077
Story1	NOLineal TH-X	0.000054	0.00008	0.000108	0.000103	0.000086

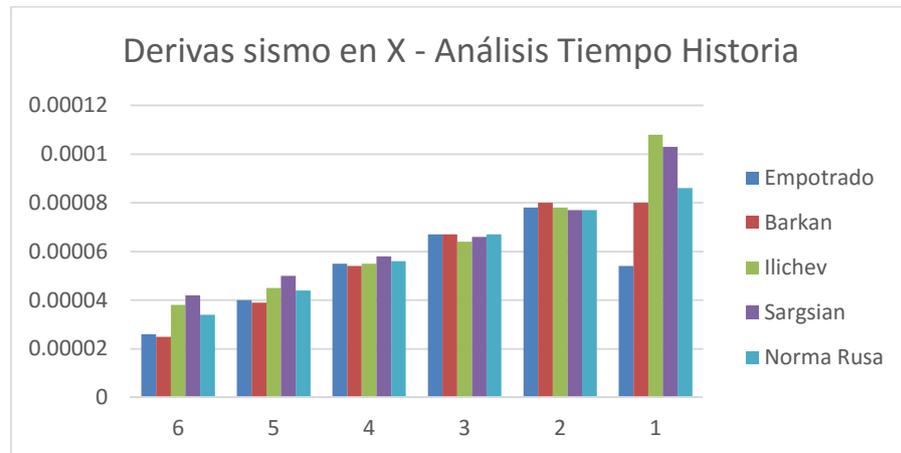


Figura 60: Derivas Análisis Tiempo Historia sentido X

Tabla 56: Derivas de entrepiso en la dirección Y del Análisis Tiempo Historia

Story	Load Case/Combo	Empotrado	Barkan	Ilichev	Sargsian	Norma Rusa
		Drift	Drift	Drift	Drift	Drift
6	NOLineal TH-Y	0.000023	0.000026	0.000027	0.000029	0.000026
5	NOLineal TH-Y	0.000035	0.000037	0.000034	0.000036	0.000035
4	NOLineal TH-Y	0.000047	0.00005	0.000044	0.000044	0.000045
3	NOLineal TH-Y	0.000057	0.000062	0.000055	0.000053	0.000054
2	NOLineal TH-Y	0.000065	0.000072	0.00007	0.000067	0.000066
1	NOLineal TH-Y	0.000042	0.000062	0.000099	0.0001	0.000074

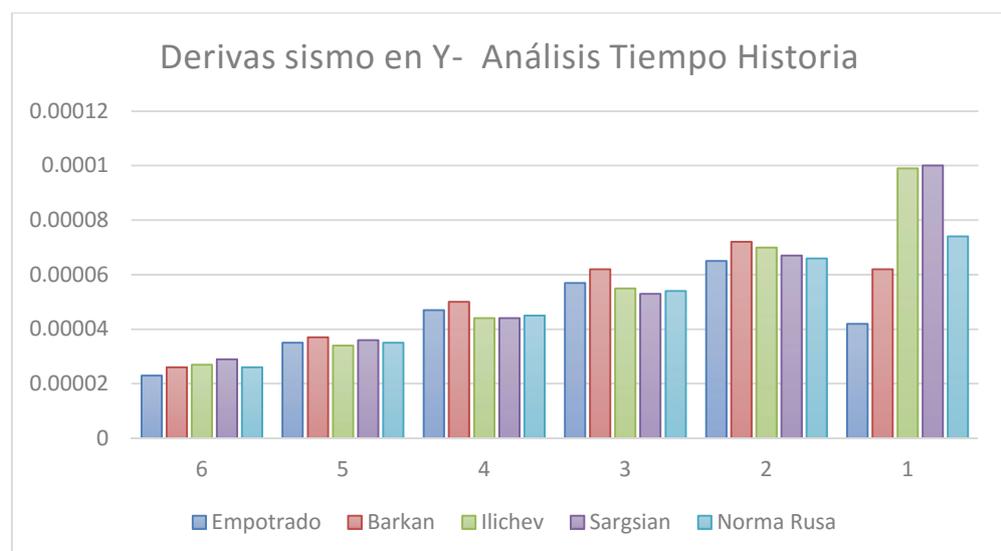


Figura 61: Derivas Análisis Tiempo Historia Sentido Y

Tabla 57: Desplazamientos del Análisis Tiempo Historia

Story	Load Case/Combo	Empotrado	Barkan	Ilichev	Sargsian	Norma Rusa
		Despl. Max (m)				
Story6	NOLineal TH-X	0.000929	0.001055	0.001199	0.001292	0.001114
Story5	NOLineal TH-X	0.000862	0.000987	0.001106	0.00118	0.00103
Story4	NOLineal TH-X	0.000757	0.000883	0.00099	0.001046	0.000914
Story3	NOLineal TH-X	0.000613	0.00074	0.000848	0.000891	0.000765
Story2	NOLineal TH-X	0.000436	0.000561	0.000679	0.000715	0.000589
Story1	NOLineal TH-X	0.000232	0.000349	0.000471	0.000509	0.000386
Base	NOLineal TH-X	0	0.000003	0.000008	0.000066	0.000018
Story6	NOLineal TH-Y	0.000795	0.000938	0.001051	0.001107	0.000921
Story5	NOLineal TH-Y	0.000732	0.000868	0.000981	0.001028	0.000857
Story4	NOLineal TH-Y	0.000638	0.000768	0.000889	0.000931	0.000769
Story3	NOLineal TH-Y	0.000511	0.000633	0.000771	0.000811	0.000652
Story2	NOLineal TH-Y	0.000356	0.000466	0.000624	0.000667	0.000507
Story1	NOLineal TH-Y	0.000181	0.000271	0.000434	0.000486	0.000329
Base	NOLineal TH-Y	0	0.000004	0.000009	0.000079	0.000017

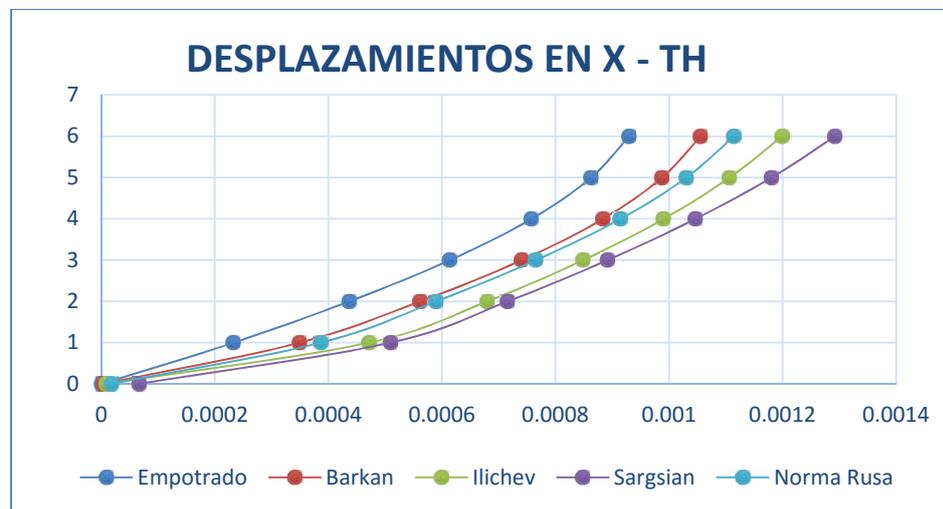


Figura 62: Desplazamiento Análisis Tiempo Historia sentido X

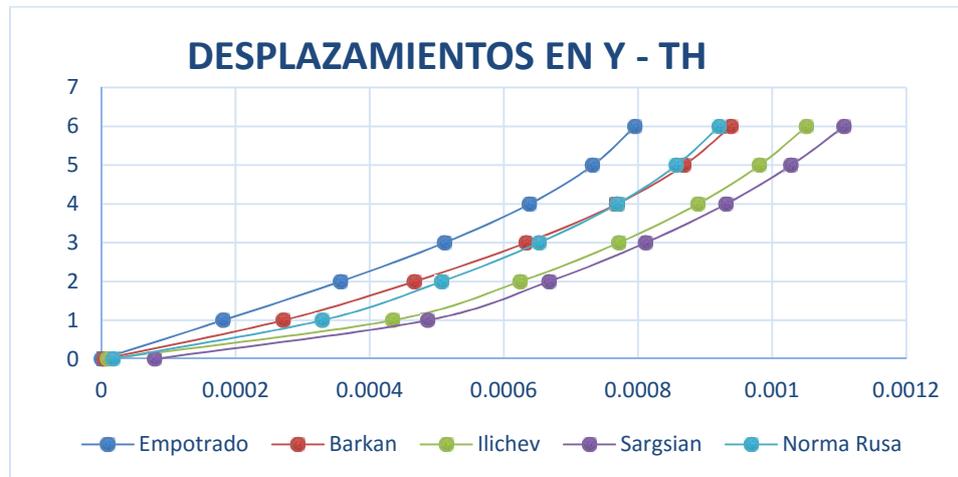


Figura 63: Desplazamiento Análisis Tiempo Historia sentido Y

4.3.3.3. Fuerzas Internas

Tabla 58: fuerzas internas en columna C11 – dirección X TH

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	% variación
			tonf	
C11	empotrado	NoLineal TH-X	0.4978	100%
C11	barkan	NoLineal TH-X	0.4191	84.19%
C11	ilichev	NoLineal TH-X	0.076	15.27%
C11	sargsian	NoLineal TH-X	0.0275	5.52%
C11	Norma Rusa	NoLineal TH-X	0.2401	48.23%



Figura 64: Fuerza axial columna C11 Análisis Tiempo Historia sentido X

Tabla 59: fuerza cortante y Momentos en columna C11 – dirección X TH

Elemento	modelo	Load Case/Combo	V2	% variación	M3	% variación
			tonf		tonf-m	
C11	empotrado	NoLineal TH-X	0.2336	100%	0.6661	100%
C11	barkan	NoLineal TH-X	0.296	126.71%	0.733	110.04%
C11	ilichev	NoLineal TH-X	0.1543	66.05%	0.1822	27.35%
C11	sargsian	NoLineal TH-X	0.1224	52.40%	0.114	17.11%
C11	Norma Rusa	NoLineal TH-X	0.1924	82.36%	0.3782	56.78%



Figura 65: Fuerza Cortante columna C11 Análisis Tiempo Historia sentido X

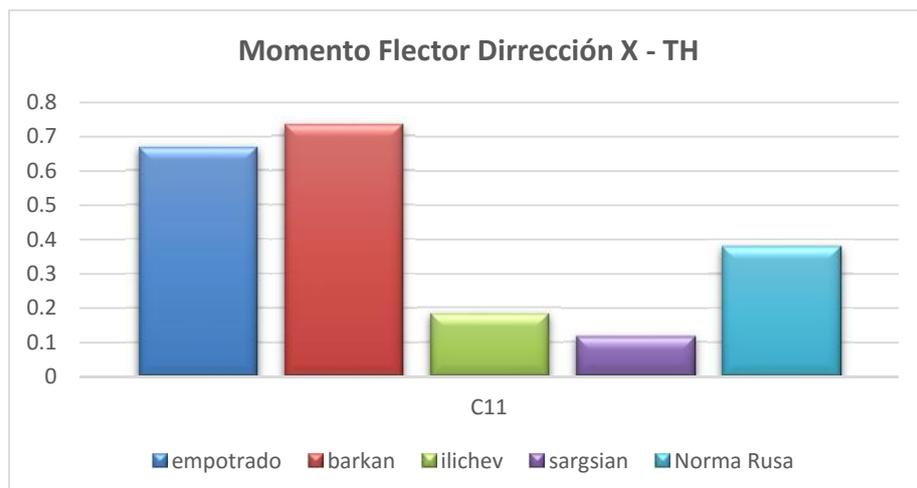


Figura 66: Momentos columna C11 Análisis Tiempo Historia sentido X

Tabla 60: fuerzas internas, cortante y Momento en columna C18 del Análisis
Tiempo Historia sentido Y

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	%	V2	%	M3	%
			tonf	variación	tonf	variación	tonf-m	variación
C18	empotrado	NoLineal TH-Y	0.4068	100%	0.1552	100%	0.4771	100%
C18	barkan	NoLineal TH-Y	0.3242	79.70%	0.1889	121.71%	0.5087	106.62%
C18	ilichev	NoLineal TH-Y	0.0468	11.50%	0.1202	77.45%	0.1134	23.77%
C18	sargsian	NoLineal TH-Y	0.0455	11.18%	0.1126	72.55%	0.1025	21.48%
C18	Norma Rusa	NoLineal TH-Y	0.1317	32.37%	0.146	94.07%	0.302	63.30%



Figura 67: Fuerza axial columna C18 Análisis Tiempo Historia sentido Y



Figura 68: Fuerza Cortante columna C18 Análisis Tiempo Historia sentido Y

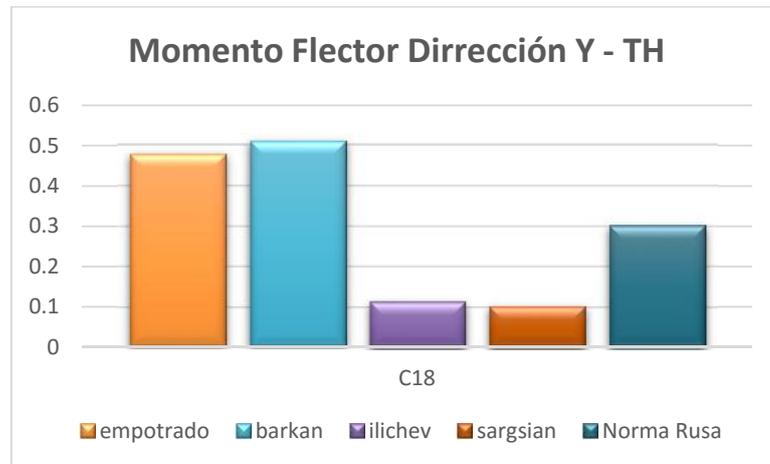


Figura 69: Momentos columna C18 Análisis Tiempo Historia sentido Y

Tabla 61: fuerzas internas, cortante y Momento en columna C16 del Análisis
Tiempo Historia sentido X

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	%	V2	%	M3	%
			tonf	variación	tonf	variación	tonf-m	variación
C16	empotrado	NoLineal TH-X	0.3695	100%	0.0118	100%	0.0329	100%
C16	barkan	NoLineal TH-X	0.4085	110.55%	0.0095	80.51%	0.0249	75.68%
C16	ilichev	NoLineal TH-X	0.2708	73.29%	0.0183	155.08%	0.0259	78.72%
C16	sargsian	NoLineal TH-X	0.1583	42.84%	0.0049	41.53%	0.0066	20.06%
C16	Norma Rusa	NoLineal TH-X	0.2769	74.94%	0.008	67.80%	0.0185	56.23%



Figura 70: Fuerza axial columna C16 Análisis Tiempo Historia sentido X



Figura 71: Fuerza Cortante columna C16 Análisis Tiempo Historia sentido X

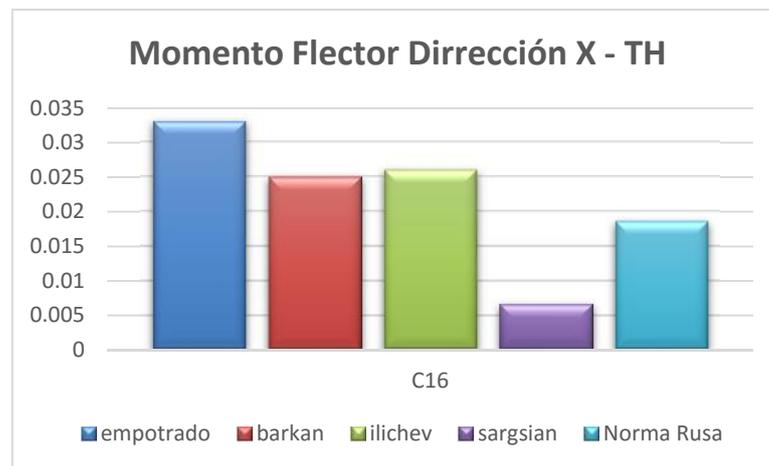


Figura 72: Momentos columna C16 Análisis Tiempo Historia sentido X

Tabla 62: fuerzas internas, cortante y Momento en Placa P-6 del Análisis

Tiempo Historia sentido X

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	%	V2	%	M3	%
			tonf	variación	tonf	variación	tonf-m	variación
P6	empotrado	NoLineal TH-X	0.156	100%	1.1218	100%	5.141	100%
P6	barkan	NoLineal TH-X	0.2429	155.71%	0.6583	58.68%	1.1185	21.76%
P6	ilichev	NoLineal TH-X	0.2243	143.78%	0.7396	65.93%	0.885	17.21%
P6	sargsian	NoLineal TH-X	0.0242	15.51%	0.636	56.69%	0.6641	12.92%
P6	Norma Rusa	NoLineal TH-X	0.1454	93.21%	0.9071	80.86%	1.1307	21.99%



Figura 73: Fuerza axial Placa P-6 Análisis Tiempo Historia sentido X



Figura 74: Fuerza Cortante Placa P-6 Análisis Tiempo Historia sentido X



Figura 75: Momentos Placa P-6 Análisis Tiempo Historia sentido X

Tabla 63: fuerzas internas, cortante y Momento en Placa P-6 del Análisis
Tiempo Historia sentido Y

Elemento	modelo	Load Case/Combo	Axial	%	V2	%	M3	%
			tonf	variación	tonf	variación	tonf-m	variación
P6	empotrado	NoLineal TH-Y	0.8104	100%	0.0947	100%	0.5108	100%
P6	barkan	NoLineal TH-Y	0.8073	99.62%	0.0575	60.72%	0.1147	22.45%
P6	ilichev	NoLineal TH-Y	0.3701	45.67%	0.1739	183.63%	0.1803	35.30%
P6	sargsian	NoLineal TH-Y	0.4034	49.78%	0.1176	124.18%	0.1219	23.86%
P6	Norma Rusa	NoLineal TH-Y	0.7354	90.75%	0.0937	98.94%	0.126	24.67%



Figura 76: Fuerza axial Placa P-6 Análisis Tiempo Historia sentido Y



Figura 77: Fuerza Cortante Placa P-6 Análisis Tiempo Historia sentido Y

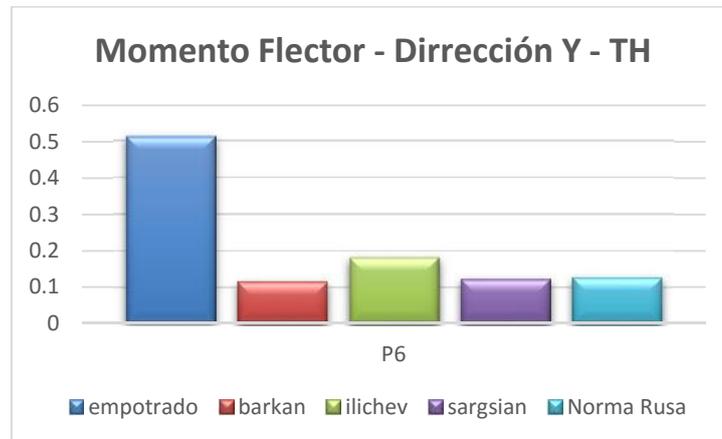


Figura 78: Momentos Placa P-6 Análisis Tiempo Historia sentido Y

4.4. PRUEBA ESTADISTICA

4.4.1. Prueba Chi-Cuadrado (X²).

Es el nombre de una prueba de hipótesis que determina si dos variables están relacionadas o no, también es conocida como prueba de independencia, para ello se tiene que realizar los siguientes pasos:

1º. Realizar una conjetura.

2º. Plantear la hipótesis nula H₀ en la que se asegura que las dos variables planteadas son independientes una de la otra, y plantear la hipótesis alternativa H₁ en la que se asegura que las dos variables planteadas si son dependientes.

3º. Calcular el valor de X².

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Donde:

O son las frecuencias observadas y

E son las frecuencias esperadas.

Para poder aplicar la prueba chi-cuadrada el tamaño de la muestra "n", debe ser mayor a 30 (n>30).

- 4°. Determinar el grado de libertad $v = (N^{\circ} \text{ filas} - 1) * (N^{\circ} \text{ columnas} - 1)$.
- 5°. Obtener el valor crítico para el grado de libertad y un nivel de significancia del 0.05 que indica que hay una probabilidad del 0.95 que la hipótesis nula sea verdadero, este valor se obtiene directamente de las tablas de chi-cuadrado.
- 6°. Realizar una comparación entre el chi-cuadrado calculado y el valor crítico de las tablas.
- 7°. Interpretar la comparación.

4.5. COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS (DISCUSIÓN)

4.5.1. Contrastación de la Hipótesis Para la Columna C11.

1°. Se conjetura que en la interacción sísmica suelo-estructura, la rigidez del suelo de fundación está relacionada con la reducción de las fuerzas internas o esfuerzos en los elementos estructurales en las edificaciones.

2°. H_0 : La rigidez del suelo de fundación no influye en la reducción de las fuerzas internas o esfuerzos en los elementos estructurales de las edificaciones (en la formulación de esta hipótesis nula H_0 se debe asegurar que las dos variables planteadas son independientes una de la otra).

H_1 : La rigidez del suelo de fundación si influye en la reducción de las fuerzas internas o esfuerzos en los elementos estructurales de las edificaciones.

3°. Para calcular el valor del chi-cuadrado tenemos que tabular y agrupar los datos correctamente:

De las Tablas 29,30,44,45,58 y 59, obtenemos las Tablas 64, que es un conteo y agrupación de los resultados obtenidos en los análisis Estático, Dinámico y Tiempo Historia; los cuales representan la frecuencia observada; esta agrupación de datos es necesaria porque para realizar la prueba de chi-cuadrado se requiere más de 30 datos y agrupando se tiene 48 datos.

Tabla 64: Frecuencia Observada para C11

Elemento C11	Fza. Axial	Fza. Corte	Mto. Flector	
Disminuye	12	6	9	27
Incrementa	0	6	3	9
	12	12	12	36

Tabla 65: Frecuencia Esperada para C11

Elemento C11	Fza. Axial	Fza. Corte	Mto. Flector	
Disminuye	9	9	9	27
Incrementa	3	3	3	9
	12	12	12	36

De donde obtenemos el valor de $X^2 = 8$

4°. El grado de libertad $v = (2-1)(3-1) = 2$

5°. El valor crítico para un nivel de significancia de 0.05 con una probabilidad de 0.95 y 2 grados de libertad es: 5.9915

6°. Como el valor de X^2 calculado (8.00) es mayor al valor crítico (5.9915) se debe rechazar la hipótesis nula H_0 ó hipótesis de independencia.

7°. Consecuentemente se acepta la hipótesis alternativa H_1 : La rigidez del suelo de fundación si influye en la reducción de las fuerzas internas o esfuerzos en los elementos estructurales de las edificaciones.

Por lo tanto queda demostrado la valides de la hipótesis de la tesis para el elemento estructural C11.

4.5.2. Contratación de la Hipótesis Para la Columna C18.

Para la contratación de los resultados de este elemento se seguirá con el mismo procedimiento que para la Columna C11.

Con las Tablas 31,32,46,47 y 60, se obtuvo la Tabla 66, que es un coteo y agrupación de los datos obtenidos en los análisis Estático, Dinámico y Tiempo Historia se representa la frecuencia observada.

Tabla 66: Frecuencia Observada para C18

Elemento C18	Fza. Axial	Fza. Corte	Mto. Flector	
Disminuye	12	6	10	28
Incrementa	0	6	2	8
	12	12	12	36

Tabla 67: Frecuencia Esperada para C18

Elemento C18	Fza. Axial	Fza. Corte	Mto. Flector	
Disminuye	9.333	9.333	9.333	28
Incrementa	2.667	2.667	2.667	8
	12	12	12	36

De donde obtenemos el valor de $X^2 = 9$

4°. El grado de libertad $v = (2-1)(3-1) = 2$

5°. El valor crítico para un nivel de significancia de 0.05 con una probabilidad de 0.95 y 2 grados de libertad es: 5.9915

6°. Como el valor de X^2 calculado (9.00) es mayor al valor crítico (5.9915) se debe rechazar la hipótesis nula H_0 ó hipótesis de independencia.

7°. Consecuentemente se acepta la hipótesis alternativa H_1 : La rigidez del suelo de fundación si influye en la reducción de las fuerzas internas o esfuerzos en los elementos estructurales de las edificaciones.

Por lo tanto queda demostrado la valides de la hipótesis de la tesis para el elemento estructural C18.

4.5.3. Contratación de la Hipótesis Para la Columna C16.

Para la contratación de los resultados de este elemento se seguirá con el mismo procedimiento que para la Columna C11.

Con las Tablas 33,34,48,49 y 61, se obtuvo la Tabla 68, que es un coteo y agrupación de los datos obtenidos en los análisis Estático, Dinámico y Tiempo Historia se representa la frecuencia observada.

Tabla 68: Frecuencia Observada para C16

Elemento C16	Fza. Axial	Fza. Corte	Mto. Flector	
Disminuye	9	8	11	31
Incrementa	3	4	1	5
	12	12	12	36

Tabla 69: Frecuencia Esperada para C16

Elemento C16	Fza. Axial	Fza. Corte	Mto. Flector	
Disminuye	10.333	10.333	10.333	31
Incrementa	1.667	1.667	1.667	5
	12	12	12	36

De donde obtenemos el valor de $X^2 = 6.04$

4°. El grado de libertad $v = (2-1)(3-1) = 2$

5°. El valor crítico para un nivel de significancia de 0.05 con una probabilidad de 0.95 y 2 grados de libertad es: 5.9915

6°. Como el valor de X^2 calculado (6.04) es mayor al valor crítico (5.9915) se debe rechazar la hipótesis nula H_0 ó hipótesis de independencia.

7°. Consecuentemente se acepta la hipótesis alternativa H_1 : La rigidez del suelo de fundación si influye en la reducción de las fuerzas internas o esfuerzos en los elementos estructurales de las edificaciones.

Por lo tanto queda demostrado la valides de la hipótesis de la tesis para el elemento estructural C16.

4.5.4. Contratación de la Hipótesis Para la Columna P6 en la Dirección X.

Para la contratación de los resultados de este elemento se seguirá con el mismo procedimiento que para la Columna C11.

Con las Tablas 37,38,50,51 y 62, se obtuvo la Tabla 70, que es un coteo y agrupación de los datos obtenidos en los análisis Estático, Dinámico y Tiempo Historia se representa la frecuencia observada.

Tabla 70: Frecuencia Observada para P6 en la dirección X

Elemento P6	Fza. Axial	Fza. Corte	Mto. Flector	
Disminuye	8	10	12	31
Incrementa	4	2	0	5
	12	12	12	36

Tabla 71: Frecuencia Esperada para P6 en la dirección X

Elemento P6	Fza. Axial	Fza. Corte	Mto. Flector	
Disminuye	10.333	10.333	10.333	31
Incrementa	1.667	1.667	1.667	5
	12	12	12	36

De donde obtenemos el valor de $\chi^2 = 6.04$

4°. El grado de libertad $v = (2-1)(3-1) = 2$

5°. El valor crítico para un nivel de significancia de 0.05 con una probabilidad de 0.95 y 2 grados de libertad es: 5.9915

6°. Como el valor de χ^2 calculado (6.04) es mayor al valor crítico (5.9915) se debe rechazar la hipótesis nula H_0 ó hipótesis de independencia.

7°. Consecuentemente se acepta la hipótesis alternativa H_1 : La rigidez del suelo de fundación si influye en la reducción de las fuerzas internas o esfuerzos en los elementos estructurales de las edificaciones.

Por lo tanto queda demostrado la valides de la hipótesis de la tesis para el elemento estructural P6.

4.5.5. Contratación de la Hipótesis Para la Columna P6 en la Dirección X.

Para la contratación de los resultados de este elemento se seguirá con el mismo procedimiento que para la Columna C11.

Con las Tablas 35,36,52,53 y 63, se obtuvo la Tabla 72, que es un coteo y agrupación de los datos obtenidos en los análisis Estático, Dinámico y Tiempo Historia se representa la frecuencia observada.

Tabla 72: Frecuencia Observada para P6 en la dirección Y

Elemento P6	Fza. Axial	Fza. Corte	Mto. Flector	
Disminuye	8	10	12	31
Incrementa	4	2	0	5
	12	12	12	36

Tabla 73: Frecuencia Esperada para P6 en la dirección Y

Elemento P6	Fza. Axial	Fza. Corte	Mto. Flector	
Disminuye	10.333	10.333	10.333	31
Incrementa	1.667	1.667	1.667	5
	12	12	12	36

De donde obtenemos el valor de $X^2 = 6.04$

4°. El grado de libertad $v = (2-1)(3-1) = 2$

5°. El valor crítico para un nivel de significancia de 0.05 con una probabilidad de 0.95 y 2 grados de libertad es: 5.9915

6°. Como el valor de X^2 calculado (6.04) es mayor al valor crítico (5.9915) se debe rechazar la hipótesis nula H_0 ó hipótesis de independencia.

7°. Consecuentemente se acepta la hipótesis alternativa H_1 : La rigidez del suelo de fundación si influye en la reducción de las fuerzas internas o esfuerzos en los elementos estructurales de las edificaciones.

Por lo tanto queda demostrado la valides de la hipótesis de la tesis para el elemento estructural P6.

Para la edificación de estudio se ha contrastado la hipótesis para la columna C11, C18 y C16; así como también para la Placa P6 en la dirección de los sismos en X e Y , verificándose la valides de la hipótesis; por lo tanto se concluye que la hipótesis de la investigación es verdadera.

CAPITULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- La presente investigación es un aporte importante en la actualización de la investigación sísmica ya que existe cierta escases de información respecto a la consideración de un análisis de Interacción Suelo – Estructura.
- Con la interacción suelo-estructura, se observa que los desplazamientos de entrepiso y las fuerzas internas de los elementos, están en función de los coeficientes de rigidez y estos están en función de las características del suelo de fundación y dimensión de las zapatas.
- La comparación de los resultados que se obtuvieron, nos permite indicar que el mayor efecto de flexibilidad de la base de fundación se da por los modelos analizados. A diferencia de los cálculos convencionales utilizados comúnmente.
- Del análisis con interacción suelo estructura se obtuvo que en el caso estático los periodos de vibración aumentan en un 36.87%, mientras que en el caso dinámico el aumento es de un 35.56%
- De la evaluación de los modelos con interacción suelo estructura, se obtuvo que: en el análisis estático las derivas aumentan 168% en dirección x, 57% en la dirección Y, los desplazamiento aumentan en la dirección x un 90% y 70.85% en dirección Y; mientras en el caso dinámico las derivas aumentan 38% en dirección x, 18% en la dirección Y, los desplazamiento aumentan en la dirección x un 42% y 34% en dirección Y; así mismo en el análisis tiempo historia se obtuvo que las derivas aumentan 34% en dirección x, 17% en la dirección Y,

los desplazamiento aumentan en la dirección x un 25% y 26% en dirección Y.

- Las fuerzas axiales de los elementos estudiados disminuyen notablemente con los métodos empleados de interacción suelo estructura, como es en el caso par la placa P6 donde en el análisis estático disminuye un promedio de 20.67%, en el caso dinámico disminuye un 43.14% y en el análisis tiempo historia disminuye 9.24% en comparación con el análisis de base empotrada.
- Las fuerzas axiales en las columnas analizadas disminuyen un promedio de 47.22% en el caso estático 52.35% en el caso dinámico y un 50.875 en el caso de análisis tiempo historia. Mientras que las fuerzas cortantes disminuyen un 36.58% en el análisis estático, 6.20% en el análisis dinámico, 31.63% en el análisis tiempo historia.
- Los momentos flectores en las columnas disminuyen en promedio un 49.29% en el análisis estático, 48.03% en el análisis dinámico y un 45.24% en el análisis tiempo historia
- Las fuerzas cortantes en la placa P6 disminuyen 25.68% en el análisis estático, 28.93% en el análisis dinámico y 8.79% en el análisis tiempo historia. Mientras que los momentos flectores en la placa P6 disminuyen 78.86% en el análisis estático, 79.01% en el análisis dinámico y 77.48% en el análisis tiempo historia.
- Por el análisis descrito en el capítulo de discusión, se concluye que la hipótesis de la investigación es verdadera y fue contrastada con un análisis estadístico denominado prueba chi-cuadrado.
- En suelos rígidos se puede construir estructuras flexibles como aporticadas hasta cierto nivel de altura que permita el cumplimiento de la exigencia de la deriva máxima, estructuras rígidas como dual y estructuras con muros estructurales; en suelos flexibles no es recomendable construir estructuras flexibles porque se producirían incrementos en los desplazamientos de entrepisos, incrementos en las derivas y en las fuerzas internas.
- Para el cálculo y diseño de estructuras empleando la interacción suelo estructura, se debe tener en cuenta que cumpla con las normas de nuestro país, como son la E-020, E-030, E-060.

5.2. SUGERENCIAS O PROPUESTAS

- Se recomienda el uso de cualquiera de los métodos planteados en esta investigación, ya que se está unificando la Ingeniería Geotécnica y la Ingeniería Estructural y es imposible negar la amplia relación que existe entre la estructura y la interacción con los apoyos del suelo de fundación.
- Ampliar las investigaciones sobre la interacción suelo estructura considerando todos los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para todos los tipos de cimentación y todo tipo de sistema estructural.
- Así mismo, se deja a futuras investigaciones el estudio de interacción suelo estructura en otro tipo de edificaciones como es el caso de muros de contención, puentes y diferentes tipos de cimentación, diferentes tipo de suelo, diferentes sistemas estructurales y diferentes alturas de edificación.

BIBLIOGRAFÍA

- ABANTO CASTILLO, Flavio. “**Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería**”. 2da edición. Lima. 2005
- DECODE BD. (19 enero 2016). Nonlinear dynamic time history analysis in etabs 2015 v15.2 [Archivo de Video]. Recuperado de <https://www.youtube.com/watch?v=qAAAn12aajg>
- De Mecánica tu web sobre Estructuras recuperado de <http://www.demecanica.com/Geotecnia/geotecnia.htm>
- GALICIA GUARNÍZ, William Conrad y LEÓN VASQUEZ, Javier Rubén. “**Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones de Albañilería confinada con plateas de cimentación**”. 2007
- INSTITUTO GEOFÍSICO DEL PERÚ recuperado de <http://www.igp.gob.pe>
- INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL, “**Manual de Conocimientos Básicos Para Comités de Defensa Civil y Oficinas de Defensa Civil**”. Lima. 2009.
- JURADO CABAÑES, Carlos. “**Problemas de Iteración Suelo Estructura en Cimentaciones y muros de contención Influencia de los Fenómenos de Despegue y Deslizamiento**”. 2007
- LOPEZ SOTELO, Efraín m. Tesis “**Análisis de interacción sísmica suelo-estructura para reducir esfuerzos en los elementos estructurales en edificaciones regulares e irregulares con zapatas aisladas en Huaraz**”. Huaraz: Escuela de post grado – universidad Santiago Antúnez de Mayolo, 2012
- MEZA RODRÍGUEZ, José Antonio y VALDERRAMA CARPIO, Christian José. “**Influencia de la Interacción Suelo-estructura en la Reducción de Esfuerzos de una Edificación Aporticada**”. 2007.

- MONJE IVARS, J. y JUAN PEREZ A. “**Estadística no paramétrica: prueba Chi-cuadrado χ^2** ”. Recuperado de https://www.uoc.edu/in3/emath/docs/Chi_cuadrado.pdf
- MORALES, Roberto “**Diseño en concreto armado**”. Lima: ICG. 2006.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE) “**Norma Técnica Peruana Vigente E.020 Cargas**”. 3° ed. Lima: Megabyte. 2009.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE) “**Norma Técnica Peruana Vigente E.030 Sismo Resistente**”. 3° ed. Lima: Megabyte. 2009.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE) “**Norma Técnica Peruana Vigente E.060 Concreto Armado**”. 3° ed. Lima: Megabyte. 2009.
- SILVA, Daniel y IPANAQUE, Gustavo (2009) “**Interacción Sísmica Suelo – Estructura en Edificios Aporticados**”. Universidad Nacional de Piura. Piura
- VASQUEZ, Y. (9 de junio del 2014). Sistemas Estructurales. Recuperado de <https://es.slideshare.net/yerikajc/sistemas-estructurales-1>
- VILLARREAL CASTRO, Genner. “**Interacción Suelo-Estructura en edificaciones con zapatas aisladas**”. Lima: Asamblea Nacional de Rectores. 2006.
- VILLARREAL CASTRO, Genner. “**Interacción Suelo-Estructura en edificios altos**”. Lima: Asamblea Nacional de Rectores. 2007.
- VILLARREAL CASTRO, Genner. (24 mayo 2016). Vídeo 2: interacción suelo-estructura en edificaciones con zapatas. [Archivo de Video]. Recuperado de https://www.youtube.com/watch?v=6pZ_3szfWzM.
- WIKIPEDIA. Enciclopedia multimedia Website: <http://es.wikipedia.org>.

ANEXOS

MATRIZ DE CONSISTENCIA

INTERACCION SIMICA SUELO - ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES DE SISTEMA DUAL EN LA CIUDAD DE MOQUEGUA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	METODOLOGIA	ESTADISTICA	RESULTADOS
<p>Problema general ¿La interacción sísmica suelo - estructura en edificaciones de sistema dual, nos permitirá una idealización y análisis más real ?</p>	<p>Objetivo general Aplicar y Analizar la interacción sísmica Suelo - Estructura a edificaciones de sistema Dual con zapata aislada.</p>	<p>Hipótesis general Sera cierto que al aplicar y analizar con interacción suelo estructura, una edificación de sistema dual con zapatas aisladas, nos dan una respuesta sísmica aproximada a la realidad</p>	<p>Variable independiente Interacción sísmica Suelo – Estructura</p> <p>Indicadores - Tipo de suelo de fundación - Estudios de mecánica de suelos</p>	<p>Tipo de Investigación Investigación aplicada</p> <p>Diseño Investigación Descriptivo Correlacional</p> <p>Población Esta conformad por todas las edificaciones de sistema dual en la ciudad de Moquegua.</p> <p>Muestra Será una edificación de sistema dual de 6 pisos</p> <p>Técnica Observación directa de los resultados</p> <p>Instrumentos - Cuadros de recolección de datos - Codificación de medidas obtenidas</p>	<p>Se trabajará con fórmulas de estadística descriptiva. El estadístico a usar está dado por Chi cuadrado, a través de su fórmula;</p> $\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$	<p>Un análisis más real considerando la rigidez del suelo de fundación.</p> <p>Obtención de diferentes resultados aplicando interacción sísmica suelo estructura a la edificación de sistema dual</p>
<p>Problemas específicos ¿Qué modelos de Interacción Suelo Estructura nos permite idealizar el comportamiento del terreno, tomando en cuenta las propiedades mecánicas del material donde se realizará la cimentación de la edificación? ¿Qué diferencia existe al analizar el comportamiento estructural de una edificación de sistema dual con zapatas aisladas con y sin Interacción Suelo - Estructura? ¿Al considerar Interacción sísmica Suelo - Estructura, se obtendrán menores respuestas en los elementos estructurales ?</p>	<p>Objetivos específicos Determinar los diferentes modelos de interacción suelo Estructura para edificaciones de sistema dual con zapatas aisladas. Realizar una serie de análisis sísmicos con y sin interacción suelo - estructura para edificaciones de sistema dual, utilizando el software Etabs 2015. Demostrar que con la interacción suelo estructura se obtienen menores fuerzas internas y esfuerzos en los elementos estructurales</p>	<p>Hipótesis específicas Sera cierto que los modelos de interacción suelo estructura para edificaciones de sistema dual con zapatas aisladas, nos permite idealizar el comportamiento del terreno. Sera cierto que al aplicar la interacción suelo estructura, se obtienen diferentes respuestas que en el caso de análisis empotrado perfecto. Sera cierto que con la interacción suelo estructura se llegara a reducir las fuerzas internas y esfuerzos de los elementos estructurales</p>	<p>Variable Dependiente Edificaciones de Sistema Dual con Zapata Aislada</p> <p>Indicadores - Tipos de elementos estructurales - La sección transversal del elemento estructural</p>	<p>Incremento de los periodos de vibración y derivas de entrepiso aplicando interacción suelo estructura.</p> <p>Disminución de fuerzas internas en los elementos estructurales, corroboradas con la prueba estadística aplicada.</p>		

- Tablas para el cálculo del modelo de la Norma Rusa

Tabla 1

Resistencia de cálculo R para suelos grandes o de grano grueso

Suelos grandes o de grano grueso	R , kPa (kg/cm ²)
Cascajos con agregados de:	
- Arenas	600 (6,0)
- Arcillas con índice de fluidez	
$I_L \leq 0,5$	450 (4,5)
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400 (4,0)
Gravas con agregados de:	
- Arenas	500 (5,0)
- Arcillas con índice de fluidez	
$I_L \leq 0,5$	400 (4,0)
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350 (3,5)

Tabla 2

Resistencia de cálculo R para suelos arenosos

Arenas	R , kPa (kg/cm ²)	
	Densas	Medio densas
Grandes	600 (6,0)	500 (5,0)
Medianas	500 (5,0)	400 (4,0)
Pequeñas:		
- Poco húmedas	400 (4,0)	300 (3,0)
- Húmedas y saturadas con agua	300 (3,0)	200 (2,0)
Polvorosas:		
- Poco húmedas	300 (3,0)	250 (2,5)
- Húmedas	200 (2,0)	150 (1,5)
- Saturadas con agua	150 (1,5)	100 (1,0)

TABLA -Distribución Chi Cuadrado 2

P = Probabilidad de encontrar un valor mayor o igual que el chi cuadrado tabulado, v = Grados de Libertad

v/p	0,001	0,0025	0,005	0,01	0,025	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
1	10,8274	9,1404	7,8794	6,6349	5,0239	3,8415	2,7055	2,0722	1,6424	1,3233	1,0742	0,8735	0,7083	0,5707	0,4549
2	13,8150	11,9827	10,5965	9,2104	7,3778	5,9915	4,6052	3,7942	3,2189	2,7726	2,4079	2,0996	1,8326	1,5970	1,3863
3	16,2660	14,3202	12,8381	11,3449	9,3484	7,8147	6,2514	5,3170	4,6416	4,1083	3,6649	3,2831	2,9462	2,6430	2,3660
4	18,4662	16,4238	14,8602	13,2767	11,1433	9,4877	7,7794	6,7449	5,9886	5,3853	4,8784	4,4377	4,0446	3,6871	3,3567
5	20,5147	18,3854	16,7496	15,0863	12,8325	11,0705	9,2363	8,1152	7,2893	6,6257	6,0644	5,5731	5,1319	4,7278	4,3515
6	22,4575	20,2491	18,5475	16,8119	14,4494	12,5916	10,6446	9,4461	8,5581	7,8408	7,2311	6,6948	6,2108	5,7652	5,3481
7	24,3213	22,0402	20,2777	18,4753	16,0128	14,0671	12,0170	10,7479	9,8032	9,0371	8,3834	7,8061	7,2832	6,8000	6,3458
8	26,1239	23,7742	21,9549	20,0902	17,5345	15,5073	13,3616	12,0271	11,0301	10,2189	9,5245	8,9094	8,3505	7,8325	7,3441
9	27,8767	25,4625	23,5893	21,6660	19,0228	16,9190	14,6837	13,2880	12,2421	11,3887	10,6564	10,0060	9,4136	8,8632	8,3428
10	29,5879	27,1119	25,1881	23,2093	20,4832	18,3070	15,9872	14,5339	13,4420	12,5489	11,7807	11,0971	10,4732	9,8922	9,3418
11	31,2635	28,7291	26,7569	24,7250	21,9200	19,6752	17,2750	15,7671	14,6314	13,7007	12,8987	12,1836	11,5298	10,9199	10,3410
12	32,9092	30,3182	28,2997	26,2170	23,3367	21,0261	18,5493	16,9893	15,8120	14,8454	14,0111	13,2661	12,5838	11,9463	11,3403
13	34,5274	31,8830	29,8193	27,6882	24,7356	22,3620	19,8119	18,2020	16,9848	15,9839	15,1187	14,3451	13,6356	12,9717	12,3398
14	36,1239	33,4262	31,3194	29,1412	26,1189	23,6848	21,0641	19,4062	18,1508	17,1169	16,2221	15,4209	14,6853	13,9961	13,3393
15	37,6978	34,9494	32,8015	30,5780	27,4884	24,9958	22,3071	20,6030	19,3107	18,2451	17,3217	16,4940	15,7332	15,0197	14,3389
16	39,2518	36,4555	34,2671	31,9999	28,8453	26,2962	23,5418	21,7931	20,4651	19,3689	18,4179	17,5646	16,7795	16,0425	15,3385
17	40,7911	37,9462	35,7184	33,4087	30,1910	27,5871	24,7690	22,9770	21,6146	20,4887	19,5110	18,6330	17,8244	17,0646	16,3382
18	42,3119	39,4220	37,1564	34,8052	31,5264	28,8693	25,9894	24,1555	22,7595	21,6049	20,6014	19,6993	18,8679	18,0860	17,3379
19	43,8194	40,8847	38,5821	36,1908	32,8523	30,1435	27,2036	25,3289	23,9004	22,7178	21,6891	20,7638	19,9102	19,1069	18,3376
20	45,3142	42,3358	39,9969	37,5663	34,1696	31,4104	28,4120	26,4976	25,0375	23,8277	22,7745	21,8265	20,9514	20,1272	19,3374
21	46,7963	43,7749	41,4009	38,9322	35,4789	32,6706	29,6151	27,6620	26,1711	24,9348	23,8578	22,8876	21,9915	21,1470	20,3372
22	48,2676	45,2041	42,7957	40,2894	36,7807	33,9245	30,8133	28,8224	27,3015	26,0393	24,9390	23,9473	23,0307	22,1663	21,3370
23	49,7276	46,6231	44,1814	41,6383	38,0756	35,1725	32,0069	29,9792	28,4288	27,1413	26,0184	25,0055	24,0689	23,1852	22,3369
24	51,1790	48,0336	45,5584	42,9798	39,3641	36,4150	33,1962	31,1325	29,5533	28,2412	27,0960	26,0625	25,1064	24,2037	23,3367
25	52,6187	49,4351	46,9280	44,3140	40,6465	37,6525	34,3816	32,2825	30,6752	29,3388	28,1719	27,1183	26,1430	25,2218	24,3366
26	54,0511	50,8291	48,2898	45,6416	41,9231	38,8851	35,5632	33,4295	31,7946	30,4346	29,2463	28,1730	27,1789	26,2395	25,3365
27	55,4751	52,2152	49,6450	46,9628	43,1945	40,1133	36,7412	34,5736	32,9117	31,5284	30,3193	29,2266	28,2141	27,2569	26,3363
28	56,8918	53,5939	50,9936	48,2782	44,4608	41,3372	37,9159	35,7150	34,0266	32,6205	31,3909	30,2791	29,2486	28,2740	27,3362
29	58,3006	54,9662	52,3355	49,5878	45,7223	42,5569	39,0875	36,8538	35,1394	33,7109	32,4612	31,3308	30,2825	29,2908	28,3361

v/p	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	0,975	0,99	0,995	0,9975	0,999
30	28,3858	27,4416	26,4881	25,5078	24,4776	23,3641	22,1103	20,5992	18,4927	16,7908	14,9535	13,7867	12,7646	11,5876
31	29,3694	28,4087	27,4381	26,4397	25,3901	24,2551	22,9762	21,4336	19,2806	17,5387	15,6555	14,4577	13,4073	12,1961
32	30,3533	29,3763	28,3889	27,3728	26,3041	25,1478	23,8442	22,2706	20,0719	18,2908	16,3622	15,1340	14,0555	12,8104
33	31,3375	30,3444	29,3405	28,3069	27,2194	26,0422	24,7143	23,1102	20,8665	19,0467	17,0735	15,8152	14,7092	13,4312
34	32,3219	31,3130	30,2928	29,2421	28,1361	26,9383	25,5864	23,9522	21,6643	19,8062	17,7891	16,5013	15,3679	14,0568
35	33,3065	32,2821	31,2458	30,1782	29,0540	27,8359	26,4604	24,7966	22,4650	20,5694	18,5089	17,1917	16,0315	14,6881
36	34,2913	33,2517	32,1995	31,1152	29,9730	28,7350	27,3363	25,6433	23,2686	21,3359	19,2326	17,8868	16,7000	15,3243
37	35,2764	34,2216	33,1539	32,0532	30,8933	29,6355	28,2138	26,4921	24,0749	22,1056	19,9603	18,5859	17,3730	15,9652
38	36,2617	35,1920	34,1089	32,9919	31,8146	30,5373	29,0931	27,3430	24,8839	22,8785	20,6914	19,2888	18,0501	16,6109
39	37,2472	36,1628	35,0645	33,9315	32,7369	31,4405	29,9739	28,1958	25,6954	23,6543	21,4261	19,9958	18,7318	17,2612
40	38,2328	37,1340	36,0207	34,8719	33,6603	32,3449	30,8563	29,0505	26,5093	24,4331	22,1642	20,7066	19,4171	17,9166
45	43,1638	41,9950	40,8095	39,5847	38,2910	36,8844	35,2895	33,3504	30,6123	28,3662	25,9012	24,3110	22,8994	21,2509
50	48,0986	46,8638	45,6100	44,3133	42,9421	41,4492	39,7539	37,6886	34,7642	32,3574	29,7067	27,9908	26,4636	24,6736
55	53,0367	51,7391	50,4204	49,0554	47,6105	46,0356	44,2448	42,0596	38,9581	36,3981	33,5705	31,7349	30,0974	28,1731
60	57,9775	56,6200	55,2394	53,8091	52,2938	50,6406	48,7587	46,4589	43,1880	40,4817	37,4848	35,5344	33,7909	31,7381
70	67,8664	66,3961	64,8990	63,3460	61,6983	59,8978	57,8443	55,3289	51,7393	48,7575	45,4417	43,2753	41,3323	39,0358
80	77,7631	76,1879	74,5825	72,9153	71,1445	69,2070	66,9938	64,2778	60,3915	57,1532	53,5400	51,1719	49,0430	46,5197
90	87,6661	85,9925	84,2854	82,5111	80,6247	78,5584	76,1954	73,2911	69,1260	65,6466	61,7540	59,1963	56,8918	54,1559
100	97,5744	95,8078	94,0046	92,1290	90,1332	87,9453	85,4406	82,3581	77,9294	74,2219	70,0650	67,3275	64,8571	61,9182
120	117,4041	115,4646	113,4825	111,4186	109,2197	106,8056	104,0374	100,6236	95,7046	91,5726	86,9233	83,8517	81,0726	77,7555
140	137,2476	135,1491	133,0028	130,7657	128,3800	125,7580	122,7476	119,0293	113,6594	109,1368	104,0343	100,6547	97,5908	93,9253
160	157,1019	154,8555	152,5564	150,1583	147,5988	144,7834	141,5475	137,5457	131,7560	126,8700	121,3457	117,6791	114,3496	110,3592
180	176,9652	174,5799	172,1373	169,5879	166,8653	163,8682	160,4206	156,1526	149,9687	144,7413	138,8205	134,8843	131,3050	127,0114
200	196,8359	194,3193	191,7409	189,0486	186,1717	183,0028	179,3550	174,8353	168,2785	162,7280	156,4321	152,2408	148,4262	143,8420
250	246,5387	243,7202	240,8297	237,8085	234,5768	231,0128	226,9048	221,8059	214,3915	208,0978	200,9387	196,1604	191,8020	186,5537
300	296,2700	293,1786	290,0062	286,6878	283,1353	279,2143	274,6901	269,0679	260,8781	253,9122	245,9727	240,6631	235,8126	229,9620
500	495,3734	491,3709	487,2569	482,9462	478,3231	473,2099	467,2962	459,9261	449,1467	439,9360	429,3874	422,3034	415,8081	407,9458
600	594,9938	590,6057	586,0930	581,3623	576,2859	570,6681	564,1661	556,0560	544,1801	534,0185	522,3654	514,5285	507,3385	498,6219

DEL ESTUDIO DE SUELOS TOMADO COMO BASE

AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO EN LA INSTITUCION EDUCATIVA 43181 SEÑOR DE LOS MILAGROS DEL CENTRO POBLADO DE CHEN CHEN, DIST. DE MOQUEGUA, PROV. MARISCAL NIETO, REGION MOQUEGUA

ESTUDIO DE SUELOS PARA DETERMINAR CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS

RESUMEN ENSAYOS DE LABORATORIO

CAL. No.	UBICACIÓN	COMPACTACION		DENSIDAD SECA IN SITU	DENSIDAD MINIMA	CBR		ANGULO FRICCION INTERNA	COHESION	PESO ESPECIFICO	ABSORCION
		H. OPTIMA %	PROCTOR			95%	100%				
C-1	ACCESO VEHICULAR - CALLE 3	8.70	2.02	1.79	1.49	26.0	35.6	34.5	0.0	1.85	0.39
C-2	AULAS CONTIGUAS AL ACCESO VEHICULAR - CALLE 3	9.00	2.04	1.85	1.69	28.00	42.70	32.5	0.0	1.80	0.77
C-6	AULAS DE NIVEL SECUNDARIO	8.20	2.03	1.86	1.64	31.00	44.10	34.2	0.0	1.82	0.8
C-7	AULAS DE NIVEL SECUNDARIO	11.80	1.94	1.75	1.69	37.00	51.20	34.15	0.0	1.81	1.74
C-8	AULAS DE NIVEL SECUNDARIO	12.40	1.84	1.64	1.61	31.00	37.00	27.2	0.0	1.77	0.59

5.0 TRABAJOS DE GABINETE

Los trabajos de gabinete constituyen la conciliación de las labores de campo y laboratorio, con el fin de establecer la estructura de acuerdo a las características del suelo y del material disponible en la zona del proyecto.

6.0 VERIFICACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

Debido a las condiciones del suelo y utilizando un criterio conservador, utilizamos la expresión de Vesic, calculo por falla local y un factor de seguridad de 3.

$$Q_{adm} = 1/3 (cNc\zeta_c + qNq\zeta_q + \frac{1}{2} \gamma B N\gamma \zeta_\gamma)$$

PARA CIMIENTOS CORRIDOS

DESPLANTE - mt. Df	BASE - mt. B	COHESION Kg/cm ²	ANGULO DE FRICCION - φ	CAP. PORTANTE Kg/cm ²
0.80	0.40	0	34.42	1.33

PARA ZAPATAS CUADRADAS

DESPLANTE - mt. Df	BASE - mt. B	COHESION Kg/cm ²	ANGULO DE FRICCION - φ	CAP. PORTANTE Kg/cm ²
1.80	1.50	0	34.42	3.16

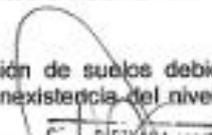
7.0 ANALISIS DE ESTABILIDAD Y DEFORMACION POR SOBRECARGA Y SISMO

Del corte efectuado en la calicata y de los ensayos realizados en laboratorio, se pudo determinar que el suelo posee buena estabilidad, producto del estado semi compacto en que se encuentra, la misma que se debe a la consolidación del suelo por agentes geológicos muy recientes.

La relación de vacíos en el suelo es reducida, la misma que implica la tendencia del suelo a poseer una mediana densidad y resistencia, las deformaciones esperadas en el suelo ante la aplicación de sobrecarga será poco significativa o nula.

Es poco probable que por movimientos inducidos por Sismos, excitaciones o vibraciones dinámicas y/o sobrecarga, se produzcan asentamientos súbitos o instantáneos en estos suelos.

En la zona de estudio, no existe riesgo alguno de licuación de suelos debido a las propiedades mecánicas que este presenta (SP-SM) y a la inexistencia del nivel freático y/o aguas subterráneas.



8.0 NIVEL FREÁTICO

Del Trabajo de Campo (Exploración), y de los Ensayos de Laboratorio, se puede apreciar que en término general, no existe presencia de nivel freático y/o agua subterránea.

9.0 ESTIMACION DEL ASENTAMIENTO

Los asentamientos que se presentaran en estos tipos de suelos (consolidados), son de mucha importancia para la estabilidad de la estructura, pero considerando la profundidad de excavación y las dimensiones de la cimentación calculada, será despreciable y/o nula.

CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS:

Tratándose de un suelo tipo SM predominante, se calcula por la teoría elástica de Lambe y Whitman (1,989). Para los tipos de suelos analizados y el esfuerzo neto producido, se calcula un asentamiento uniforme que se puede evaluar por:

$$\delta = q_0 \cdot B \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left(I_1 + \left(\frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} \right) I_2 \right) I_3$$

Donde:

- δ : Asentamiento de la Cimentación
- q_0 : Esfuerzo actuante
- I_1, I_2, I_3 : Factores de Influencia
- μ : Módulo de Poisson
- B : Ancho de Cimentación
- E_s : Módulo de Elasticidad del Estrato

Se calcula el asentamiento que produciría la aplicación de la carga determinada por corte.

Presión de contacto q_0 (kg/cm ²)	Ancho B (m)	Largo L (m)	Módulo de Elasticidad E_s (kg/cm ²)	Prof. Df (m)	Módulo Poisson μ	FACTORES						ASENTAMIENTO δ (cm)			
						M L/B	N D/B	INFLUENCIA							
								I_1		I_2		I_3			
						1.0	1.20	Borde	Centro	Borde	Centro	Borde	Centro	Borde	Centro
3.96	1.50	1.50	125	1.80	0.3			0.000	0.012	0.039	0.004	0.066	0.754	0.08	0.14

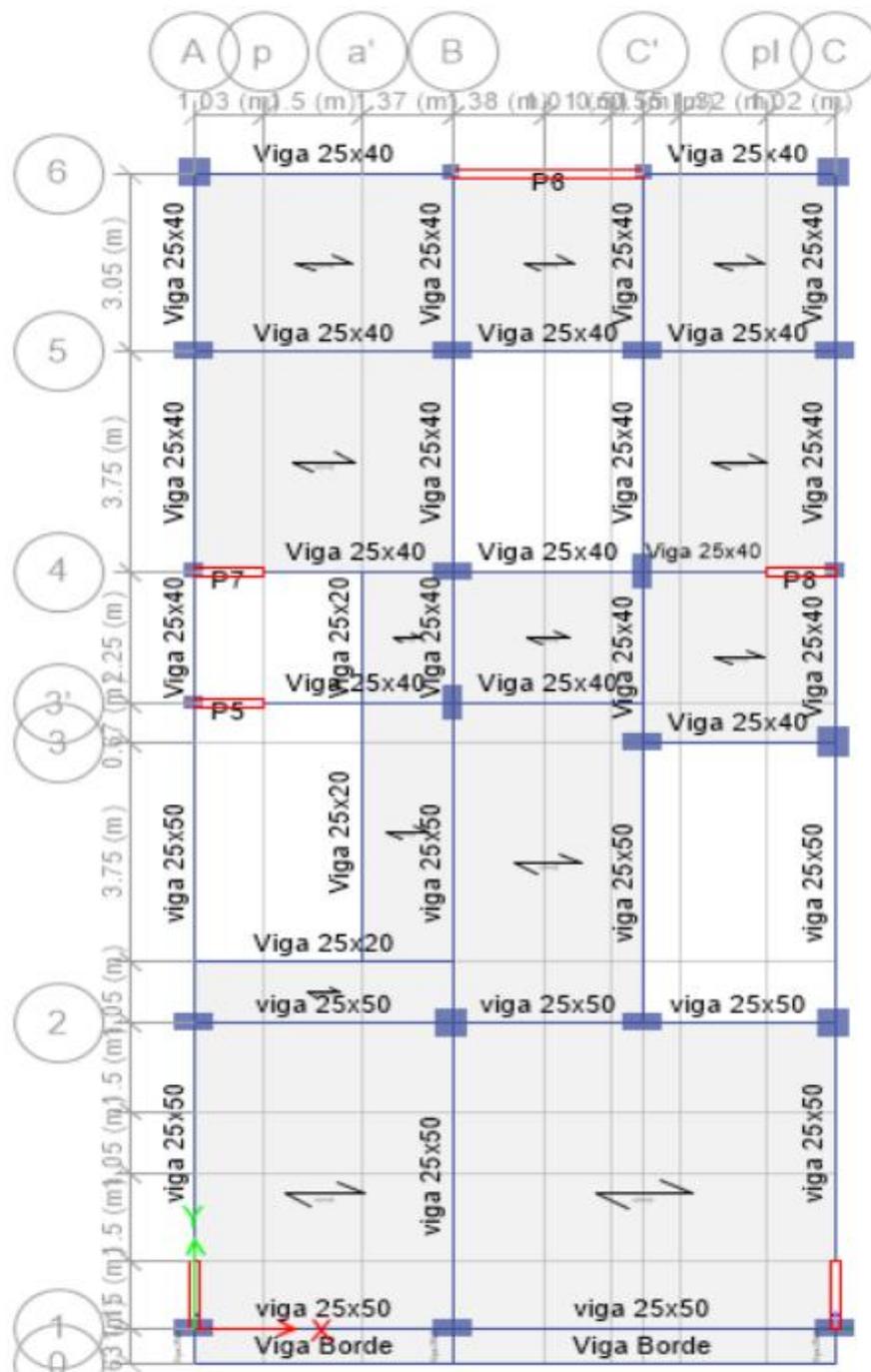


Figura 79: Vista en planta definición de secciones de elementos viga y placas, en el programa Etabs 2015

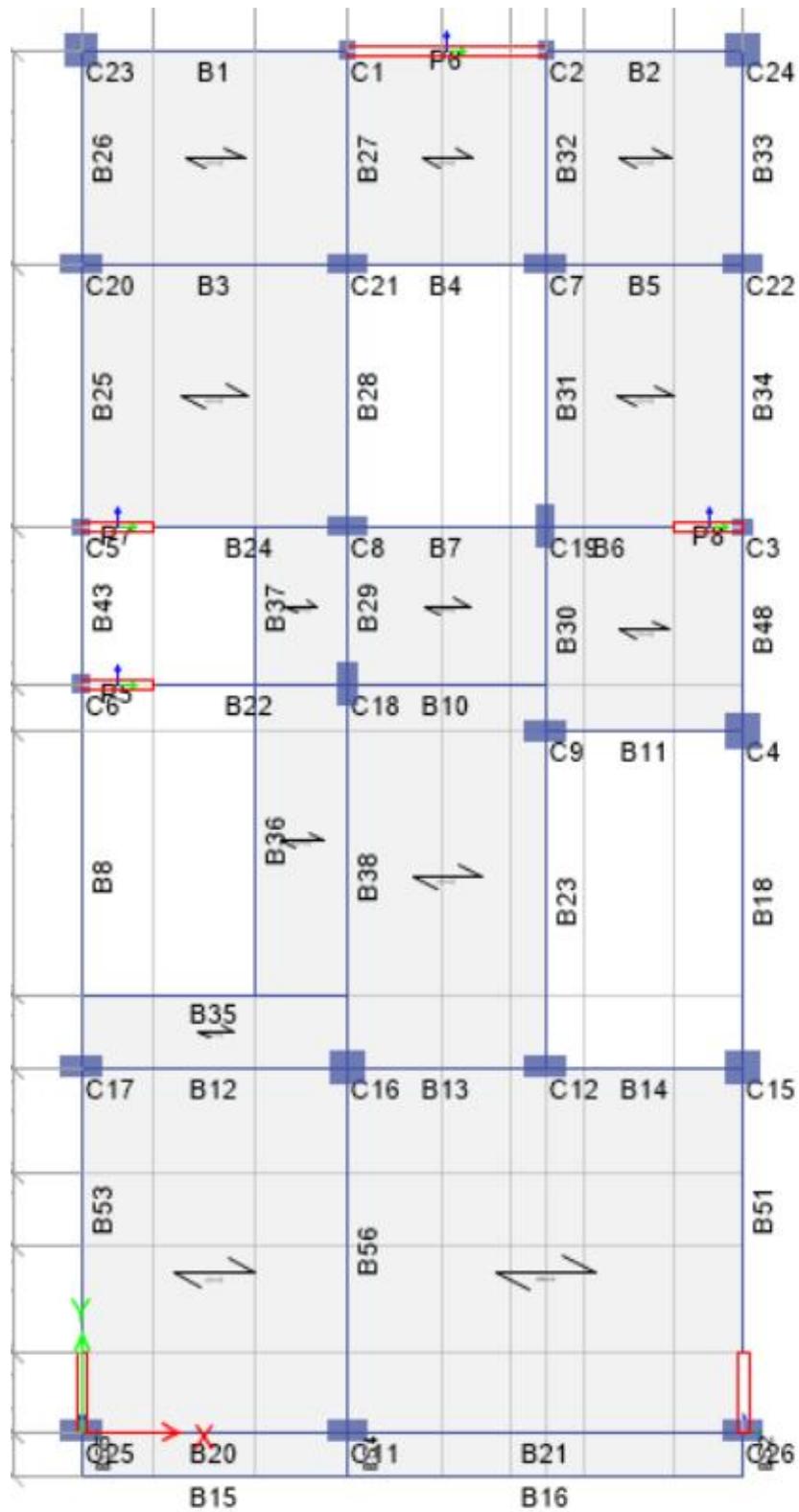


Figura 80: Vista en planta definición de numero de columnas y vigas, en el programa Etabs 2015

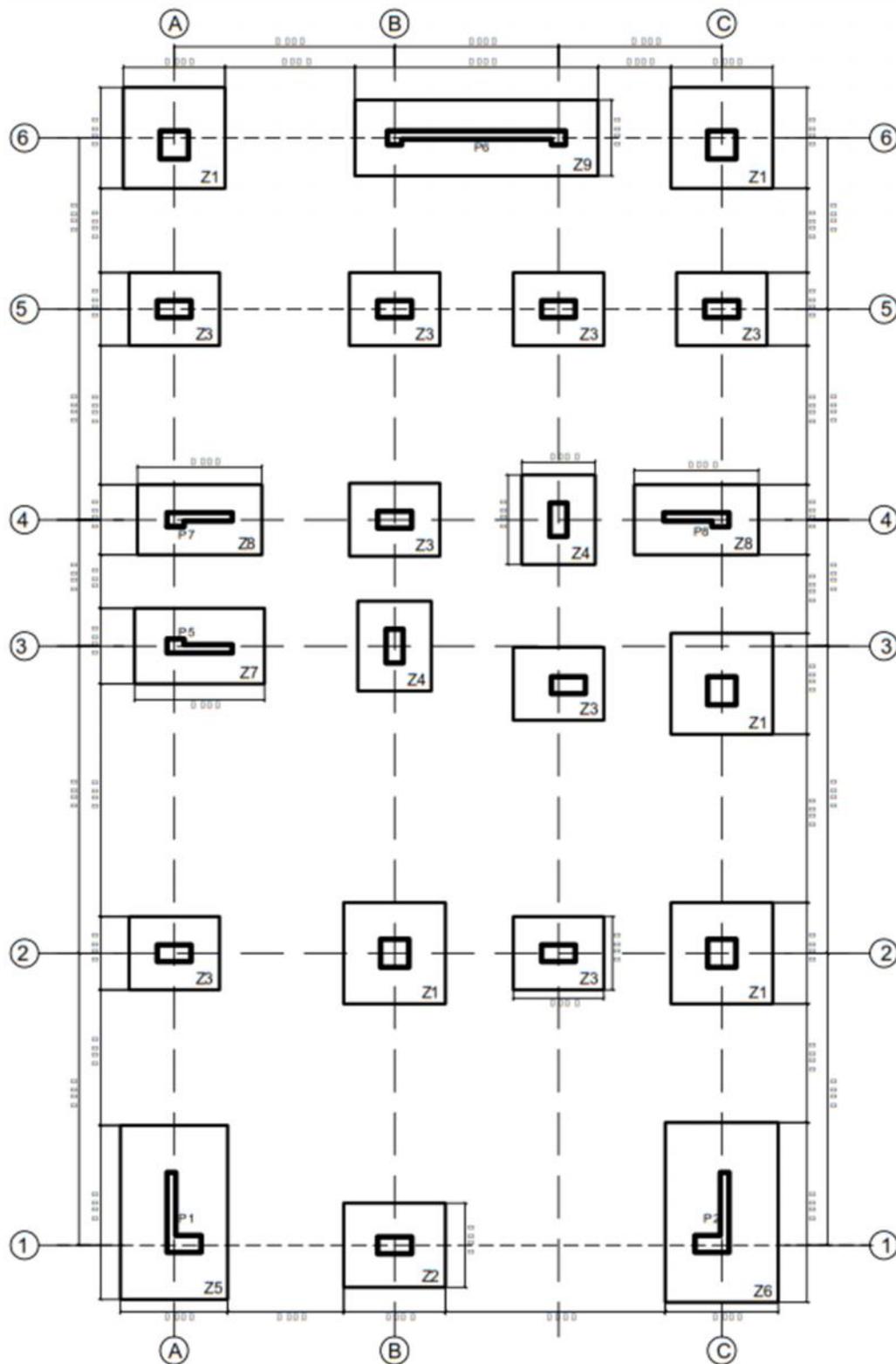


Figura 81: Plano en Planta distribución de Zapatas

CALCULO DE MODELOS PARA ZAPATA 1 (1.80mx1.80m)

1) MODELO DE BARKAN

datos:

base zap a= 1.8 m peso 86235.3 Kg
 ancho zap b= 1.8 m
 área zap A= 3.24 m²

calculo de la Magnitud de la presion estatica del suelo **p** para la zapata Z-01

$$p = 2.66 \text{ kg/cm}^2$$

de la formula 2.4, calculamos Do:

donde $Do = Co \cdot (1-u) / (1-0.5 \cdot u)$
 $u = 0.3$ coef. Poisson del suelo (EMS)
 $Co = 2.6$ de la Tabla 1 (suelo gravo arenoso) **Do = 2.14 kg/cm³**

Ahora calculamos los coeficientes de compresion elastica uniforme y no uniforme, por la formula 2.3:

$$Cz = Co \cdot (1 + 2 \cdot (a+b) / (\Delta \cdot A)) \cdot \sqrt{p/po} \quad \text{donde} \quad = 1 \text{ m}^{-1}$$

$$Cx = Do \cdot (1 + 2 \cdot (a+b) / (\Delta \cdot A)) \cdot \sqrt{p/po} \quad po = 0.2 \text{ kg/cm}$$

$$C = Co \cdot (1 + 2 \cdot (a+3b) / (\Delta \cdot A)) \cdot \sqrt{p/po} \quad lx = 0.8748 \text{ m}^4$$

$$Cz = 30.56 \text{ kg/cm}^3 \quad Cx = 25.17 \text{ kg/cm}^3$$

$$30562.15 \text{ Tn/m}^3 \quad 25168.83 \text{ Tn/m}^3$$

$$C = 51.64 \text{ kg/cm}^3$$

$$51639.49 \text{ Tn/m}^3$$

Por la formula 2.1 determinamos los coeficientes de rigidez:

$Kz = Cz \cdot A$	99021.36	Tn/m
$Kx = Cx \cdot A$	81547.00	Tn/m
$K = C \cdot I$	45174.23	Tn.m

2) MODELO DE ILICHEV

Por la formula 2.21 determinamos las velocidades de propagacion de las ondas longitudinal y transversal:

$$C1 = \sqrt{\frac{(1-u) \cdot E}{(1+u) \cdot (1-2u) \cdot \rho}} \quad \text{donde} \quad \begin{array}{ll} E = 1250 \text{ tn/m}^2 & \text{Modulo de Elasticidad del suelo} \\ \rho = 1.64 \text{ Tn/m}^3 & \text{Densidad del suelo} \\ 0.167176 \text{ Tn} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4 & \end{array}$$

$$C1 = 100.33 \text{ m/s}$$

$$C2 = \sqrt{\frac{E}{2 \cdot (1+u) \cdot \rho}}$$

$$C2 = 53.63 \text{ m/s}$$

En un inicio calculamos los coeficientes de rigidez.

Por la tabla 5:

$$\begin{array}{ll} K_{oz1} = 24.05 & K_{oz2} = 7.95 \\ K_{ox1} = 12.04 & K_{ox2} = 7.95 \\ K_{o1} = 6.15 & K_{o2} = 7.7 \end{array}$$

Por la tabla 6:

$$\begin{array}{ll} K_{1z1} = 3.95 & K_{1z2} = 3.19 \\ K_{1x1} = 2.09 & K_{1x2} = 1.7 \\ K_{11} = 1.285 & K_{12} = 1.575 \end{array}$$

Determinamos los coeficientes, por la formulas 2.16 y 2.19

$$\begin{array}{ll} \text{Si } \varphi = 34.42 & \text{Angulo de friccion interna del suelo} \\ = 1 & \text{m} \\ a = A/\Pi = 1.016 & \end{array}$$

$K_z = K_{z1} + K_{z2} + K_{1z1} \cdot T_g \cdot \varphi^* \cdot (A/\alpha)$	28.92	$K_x = K_{x1} + K_{x2} + K_{1x1} \cdot T_g \cdot \varphi^* \cdot (A/\alpha)$	14.62	$K_1 = K_{o1} + K_{11} \cdot T_g \cdot \varphi^* \cdot (A/\alpha)$	7.73
$K_z = K_{z1} + K_{z2} + K_{1z2} \cdot T_g \cdot \varphi^* \cdot (A/\alpha)$	11.88	$K_x = K_{x1} + K_{x2} + K_{1x2} \cdot T_g \cdot \varphi^* \cdot (A/\alpha)$	10.05	$K_2 = K_{o2} + K_{12} \cdot T_g \cdot \varphi^* \cdot (A/\alpha)$	9.64
$K_z = K_{z1} \cdot K_{z2} / (K_{z1} + K_{z2})$	8.42 Tn/m	$K_x = K_{x1} + K_{x2}$	24.66 Tn/m	$K = K_1 \cdot K_2 / (K_1 + K_2)$	4.29 Tn/m

ahora por la formula 2.18 determinamos el valor del coeficiente de rigidez de compresion elastica uniforme:

$K_z = C_2^2 \cdot \rho \cdot K_z \cdot a$	4112.59 Tn/m
--	---------------------

$K_x = C_2^2 \cdot \rho \cdot K_x \cdot a$	12042.26 Tn/m
--	----------------------

$K = C_2^2 \cdot \rho \cdot K \cdot a^3$	2161.18 Tn-m
--	---------------------

Como segundo paso y en forma analogo,hallamos las carcteristicas del amortiguador:

Por la tabla 2.2:

Boz1 =	5.89	Boz2 =	6.555
Box1 =	3.1	Box2 =	5.45
Bo 1 =	1.495	Bo 2 =	1.65

Por la tabla 2.3:

B1z1 =	0.965	B1z2 =	0.7
B1x1 =	0.53	B1x2 =	0.795
B1 1 =	0.25	B1 2 =	0.12

Z		X		-	
Bz1= Boz1 + B1z1*Tg $\frac{A}{\alpha}$	7.08	Bx1= Box1 + B1x1*Tg $\frac{A}{\alpha}$	3.75	B 1= Bo 1 + B1 1*Tg $\frac{A}{\alpha}$	1.80
Bz2= Boz2 + B1z2*Tg $\frac{A}{\alpha}$	7.42	Bx2= Box2 + B1x2*Tg $\frac{A}{\alpha}$	6.43	B 2= Bo 2 + B1 2*Tg $\frac{A}{\alpha}$	1.80
Bz = Bz1*Bz2/(Bz1+Bz2)	3.62	Bx = Bx1+Bx2	10.18	B = B 1*B 2/(B 1+B 2)	0.90
	Tn/m		Tn/m		Tn/m
Bz=C2*p*Bz*a^2	33.50	Bx=C2*p*Bx*a^2	94.16	B =C2*p*B 1*a^4	8.59
	Tn/m		Tn/m		Tn/m

Como ultimo paso y en forma analogo,hallamos las carcteristicas de las masas:

Por la tabla 5:

Moz =	2.96
Mox =	1.7
Mo =	1.015

Por la tabla 6:

M1z =	0.59
M1x =	0.295
M1 =	0.14

Z		X		-	
Mz1= Moz + M1z*Tg $\frac{A}{\alpha}$	3.69	Mx1= Mox + M1x*Tg $\frac{A}{\alpha}$	2.06	M 1= Mo + M1 1*Tg $\frac{A}{\alpha}$	1.19
	Tn/m		Tn/m		Tn/m
Mz=p*a^3*Mz1	0.65	Mx=p*a^3*Mx1	0.36	M =p*a^5*M 1	0.21
	Tn*s2/m		Tn*s2/m		Tn*s2/r

3) MODELO DE A.E. SARGSIAN

Por la formula 2.20 determinamos los coeficientes de rigidez:

$K_z = p \cdot C_1 \cdot A / (\Phi \cdot (1-u^2))$	3995.68	Tn/m	donde	=	0.833
$K_x = 28.8 \cdot (1-u^2) \cdot p \cdot C_2 \cdot A / (7-8 \cdot u)$	1569.40	Tn/m			
$K = 8.52 \cdot p \cdot C_2 \cdot I / ((1-u) \cdot A)$	1604.50	Tn/m			

4) MODELO DE LA NORMA RUSA

El coeficiente de compresion elastica uniforme lo calculamos por al formula 2.23

$$C_z = b_0 \cdot E \cdot (1 + A_0/A) = 5169.04 \quad \text{donde} \quad \begin{aligned} E &= 1250 \text{ Modulo de Elasticidad del suelo} \\ b_0 &= 1.5 \text{ Para suelos grava arenosos} \\ A_0 &= 10 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

luego por la formula 2.24 determinamos los coeficientes de desplazamiento elastico uniforme, compresion elastica no uniformey desplazamiento elastico no uniforme:

$$\begin{aligned} C_x &= 0.7 \cdot C_z = 3618.33 \text{ Tn/m}^3 \\ C_\phi &= 2 \cdot C_z = 10338.08 \\ C_\Psi &= C_z = 5169.04 \end{aligned}$$

a traves de la formula 2.22 calculamos los coeficientes de rigidez:

$K_z = C_z \cdot A$	16747.69	Tn/m	donde	$I_\phi = I_x = 0.8748$	$I_\Psi = I_x + I_y = 1.75$
$K_x = C_x \cdot A$	11723.38	Tn/m			
$K_\phi = C_\phi \cdot I_\phi$	9043.75	Tn-m			
$K_\Psi = C_\Psi \cdot I_\Psi$	9043.75	Tn-m			

ahora calculamos las caracteristicas de la amortiguacion relativa para las vibraciones verticales z por la formula 2.20:

$$z = 2 \cdot E / (C_z \cdot P_m) = 0.1391 \quad \text{donde: } P_m = t_s \cdot R = 50.00$$

t_s Coeficiente de la condicion de trabajo del suelo de fundacion 1 Para arenas saturadas
 R Resistencia de calculo del suelo de fundacion, determinado por la norm: 50 Tn/m²

por la formula 2.22 calculamos las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales:

$$\begin{aligned} x = 0.6 \cdot z &= 0.0835 \\ \varphi = 0.5 \cdot z &= 0.0695 \\ \Psi = 0.3 \cdot z &= 0.0417 \end{aligned}$$

Los parametros de amortiguacion critica para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, con las que junto a las rigideces conformarian el elemento DAMPER, determinandose por las siguientes formulas:

$B_x = 2 \cdot x \cdot (K_x \cdot m_x)$	10.86	Tn/m donde $I_y = 0.87$ $I_z = 0.02$ donde $h=0.60$ m (perlate de la zapata)
$B_z = 2 \cdot z \cdot (K_z \cdot m_z)$	28.93	
$B_{\varphi} = 2 \cdot \varphi \cdot (K_{\varphi} \cdot I_x)$	12.37	
$B_{\psi} = 2 \cdot \psi \cdot (K_{\psi} \cdot I_y)$	12.37	
$B_z = 2 \cdot z \cdot (K_z \cdot I_z)$	1.09	

Como ahora existe vibracion rotacional alrededor del eje vertical, entonces calculamos el momento de inercia de la masa de la zapata respecto a este eje:

$M = M_x \cdot (a^2 + b^2) / 12$	0.20	Tn*s ² *m
----------------------------------	------	----------------------

CUADRO RESUMEN

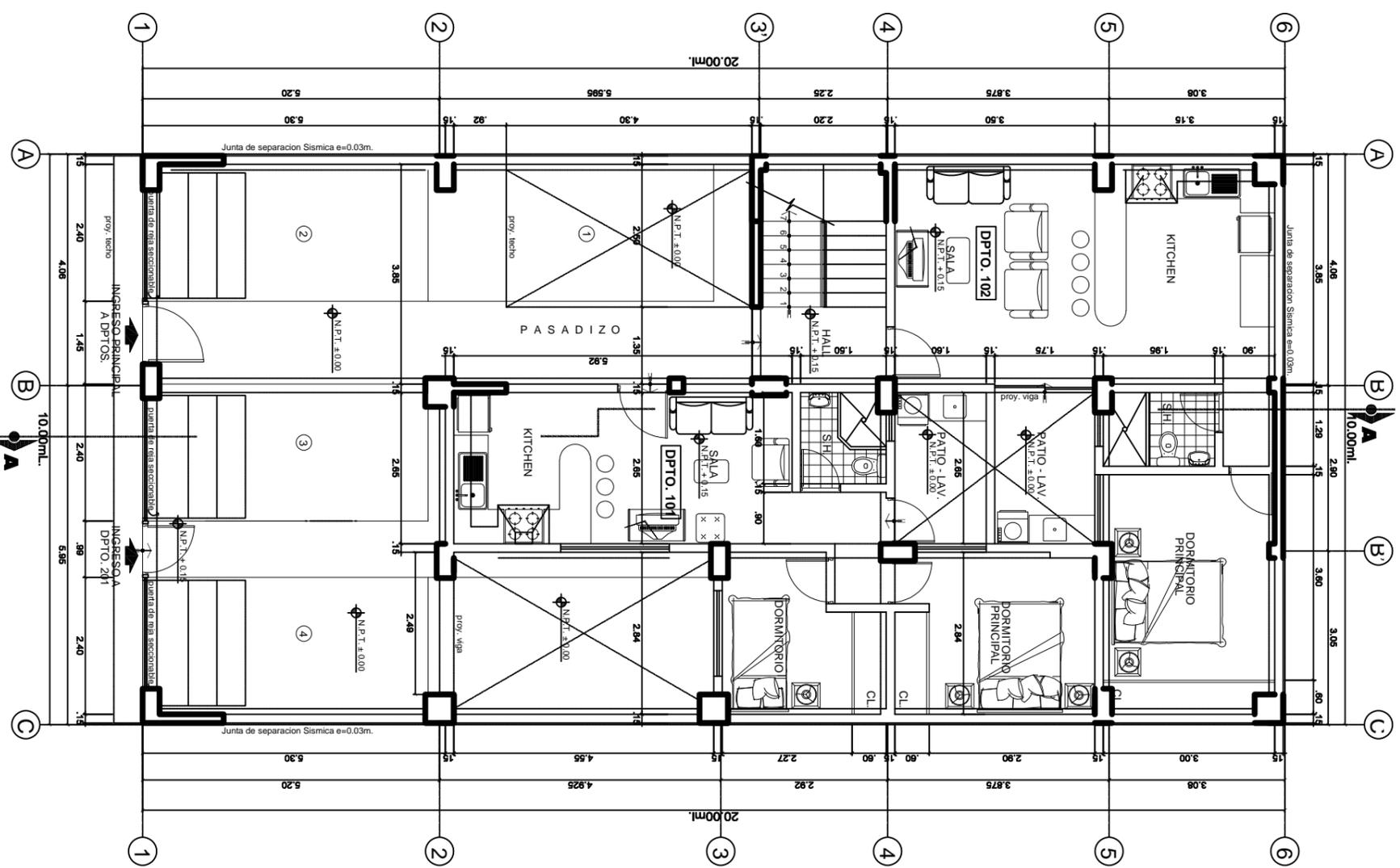
Caracteristicas de las masas de la zapata

Mx (Tn.s ² /m)	My (Tn.s ² /m)	Mz (Tn.s ² /m)	M x (Tn.s ² .m)	M y (Tn.s ² .m)	M z (Tn.s ² .m)
0.3614	0.3614	0.6457	0.2145	0.2145	0.1951

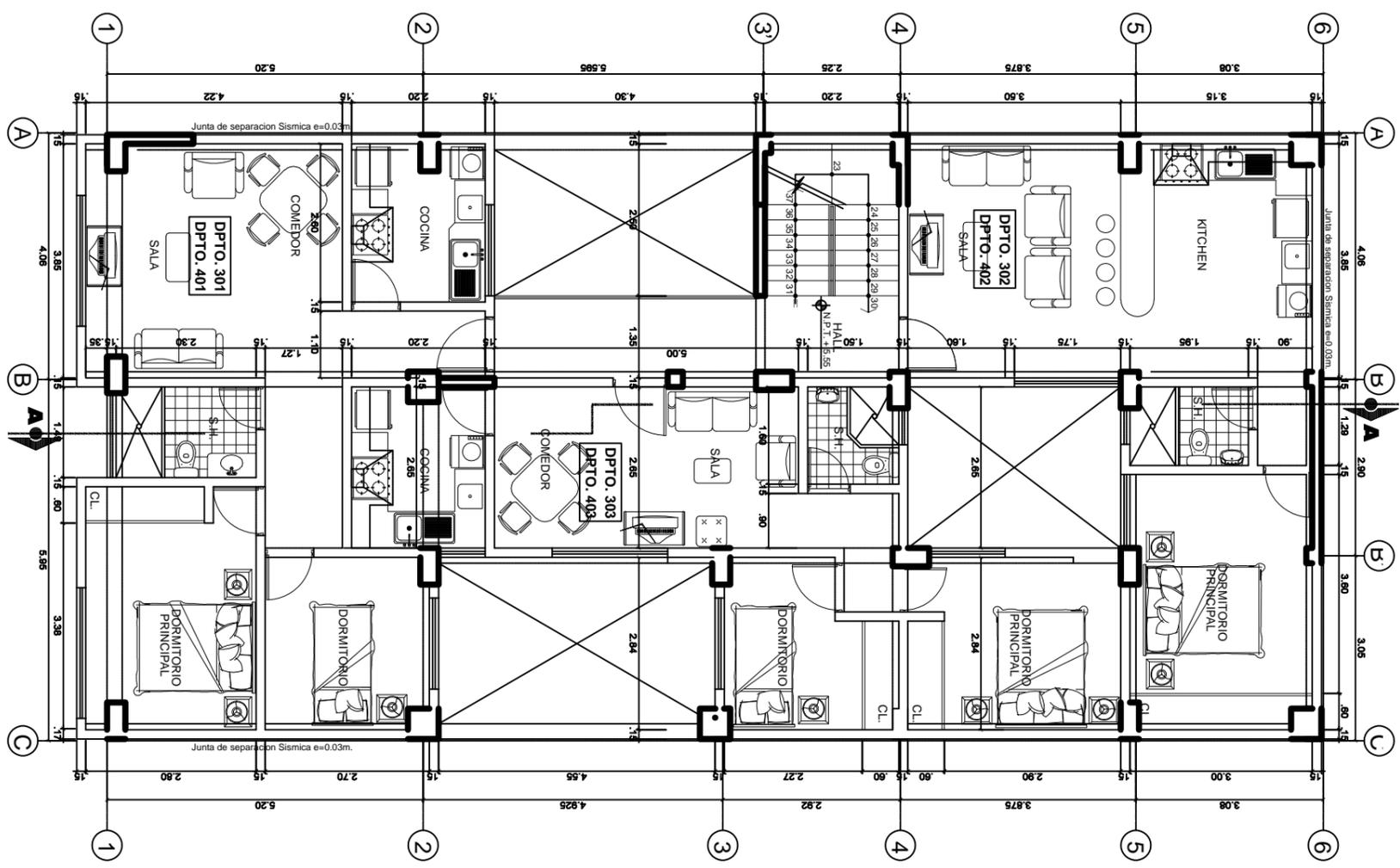
Coefficientes de rigidez para los 4 modelos dinamicos

Modelo Dinamico	Kx (Tn/m)	Ky (Tn/m)	Kz (Tn/m)	K x (Tn-m)	K y (Tn-m)	K z (Tn/m)
BARKAN	81547.00	81547.00	99021.36	45174.23	45174.23	0.00
ILICHEV	12042.26	12042.26	4112.59	2161.18	2161.18	0.00
SARGSIAN	1569.40	1569.40	3995.68	1604.50	1604.50	0.00
NORMA RUSA	11723.38	11723.38	16747.69	9043.75	9043.75	9043.75

Nota: se sigue el mismo procedimiento para el cálculo de los coeficientes de rigidez de las demas zapatas, debiendo cambiarse las dimensiones.



PLANTA PRIMER PISO
ESCALA 1/1000



PLANTA 2do, 3er, 4to, 5to y 6to PISO
ESCALA 1/100

	UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA	TESIS: INTERACCION SISMICA SIEMPO-ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES DE INGENIERIA CIVIL EN LA CIUDAD DE MOQUEGUA	LÁMINA: P-01
	ESCUELA DE POST GRADO MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL CON MENCION EN ESTRUCTURAS		
PLANO: PLANIMETRIA 1ER NIVEL		DISEÑO: ING. RUTH M. JIMES CAJAZAS	
FECHA: ABRIL - 2017		ESCALA: 1/75	



CORTE: A - A
ESCALA 1/50



ELEVACION FRONTAL
ESCALA 1/50



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POST GRADO
MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL CON MENCION EN
ESTRUCTURAS



UPUT

TESIS : INTERACCION SISMICA SUELO - ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES DE SISTEMA DUAL EN LA CIUDAD DE MOQUEGUA

PLANO : CORTE A - A & ELEVACION FRONTAL

DISEÑO : ING. RUTH M. JINES CABEZAS

FECHA : ABRIL - 2017

ESCALA : 1/100

LAMINA : **P-02**